Ana Maria GRĂMESCU



CONSTRUCȚII INDUSTRIALE



Editura AGIR

Prefață

Lucrarea pune la dispoziția inginerului constructor care lucrează în proiectarea ansamblurilor industriale un material complex privind sistemele de alcătuire, calculul, precum și comportarea în timp a clădirilor ce adăpostesc procese tehnologice și a construcțiilor speciale industriale.

Totodată, lucrarea oferă un bogat conținut teoretic studenților facultăților cu profil de construcții.

S-a urmărit prezentarea elementelor detaliat, atât pentru întocmirea planurilor generale cât și pentru realizarea ansamblurilor constructive industriale, în concordanță cu exigențele funcționale și structurale pe care le reclamă diversele activități productive.

Tematica lucrării este structurată pe două părți.

Partea întâi cuprinde elemente generale referitoare la ansamblul industrial, criterii de amplasament, elemente privind transportul oamenilor, alcătuirea halelor industriale, elemente specifice climatului industrial, caracteristici ale podurilor industriale, estacade pentru benzi transportoare, pasarele industriale, tunele, magazii și depozite, stații de epurare, construcția căilor de comunicații specifice platformelor industriale, fundații de mașini.

Partea a doua se referă la alcătuirea și calculul construcțiilor speciale, fiind detaliate construcțiile pentru depozitarea materialelor granulare și pulverulente: silozuri, buncăre, precum și construcții metalice speciale industriale, coșuri de fum, turnuri de răcire.

Autorul

Cuprins

1.

AMPLASAREA CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

1.1. Elemente generale

Amplasarea zonelor industriale în teritoriu este dependentă de un complex de factori care influențează favorabil sau contradictoriu funcționarea acestora, fapt ce impune cunoașterea lor în detaliu și la momentul oportun. Printre aceștia sunt:

– factorii economici – determinarea obiectivului, amplasarea unităților economice în acele zone, centre, localități în care se obțin cele mai mari efecte economice, în care se realizează cel mai mic consum de resurse totale, respectiv asigurarea celui mai înalt nivel al eficienței economice reflectate în rentabilitate, productivitate. Factorii economici nu pot fi analizați și apreciați independent, ci în corelație cu ceilalți;

– factorii naturali – aceștia pot influența mai intens sau mai puțin intens asupra amplasamentului industriilor, cea mai puternică influență a acestora se exercită asupra industriilor extractive și de prelucrare primară a materiilor prime și materialelor, a căror apropiere de aceste resurse este determinată de volumul și structura zăcământului. Tot prin prisma factorilor naturali trebuie privită și amplasarea acelor industrii mari consumatoare atât de apă industrială cât și de apă potabilă precum și asigurarea unor condiții climaterice adecvate;

– progresul tehnico-științific – este un factor care permite amplasarea mai liberă a industriilor în teritoriu, mai ales prin prisma perfecționărilor aduse infrastructurii și suprastructurii transporturilor și a tehnologiei de fabricație. Ca urmare a acțiunii acestui factor este posibilă amplasarea industriilor în apropierea zăcămintelor cu conținut util scăzut, precum și folosirea unor mijloace speciale de transport al materiilor prime și produselor finite;

– formele speciale de organizare a produselor – acestea influențează variantele de amplasare a industriilor. Astfel, în timp ce specializarea și cooperarea oferă mai multe variante de amplasare în spațiu a industriilor, concentrarea și combinarea reduc substanțial numărul de variante de amplasare, ca urmare a faptului că acestea determină un grad ridicat de integrare a fabricației și, implicit, creșterea considerabilă a dimensiunilor întreprinderilor. Alegerea uneia sau a alteia dintre cele două posibilități se face în funcție de limitele optime ale acestor forme de organizare și de necesitatea îmbinării eficiente a specializării cooperării cu concentrarea și combinarea produselor;

– populația – constituie un factor de amplasare care trebuie adoptat prin prisma a două ipostaze:

- populația în calitate de forță de muncă disponibilă;
- populația în calitate consumator al produselor industriale.

În situația în care populația este abordată în calitate de forță de muncă disponibilă, industriile se vor amplasa în apropierea acestor zone, astfel încât timpul pentru transportul muncitorilor până la întreprindere să nu fie prea mare, fapt ce conduce la reducerea costului transportului salariaților, la diminuarea oboselii, cu implicații directe asupra productivității și calității produselor, iar problemele locuințelor se rezolvă mult mai ușor.

În calitate de consumator de produse industriale, populația joacă un rol foarte important pentru industriile la care cheltuielile cu transportul produselor finite sunt mult mai mari decât cele cu transportul materiilor prime precum și în cazul produselor industriale perisabile.

În prezent, ca urmare a progreselor realizate în domeniul conservării și ambalării produselor industriale, orientarea amplasării industriilor după locul de consum al produselor finite poate fi cu mult atenuată.

- factorii social-politici:
  - politica generală de dezvoltare economico-socială a țării;
  - urbanizarea;
  - infrastructura;
  - ocrotirea sanitară a populației contra poluării mediului;
  - apărarea națională.

Aceștia pot influența amplasarea industriilor, dar trebuie reținut faptul că este necesar ca aceste aspecte să nu contravină criteriului general al eficienței economice, de care se va ține seama obligatoriu, indiferent de factorul preponderent la un moment dat sau în perspectivă.

Astfel, în unele țări cu industrie dezvoltată, se manifestă tendința de creștere a importanței factorului natural, în general, și, în special, a resurselor de apă industrială și potabilă, tendință justificată având în vedere cadrul normativ privind protecția mediului ambiant din aceste țări.

În analiza posibilității de amplasare a industriilor este important de avut în vedere, pe lângă acești factori, și unele premise:

- existența unui cadru administrativ adecvat;

- existența unor orașe, localități și teritorii în care au avut loc activități industriale;

- descoperirea și atragerea în circuitul economic a unor resurse materiale locale.

1.2. Amplasarea construcțiilor industriale față de zonele de locuit

1.2.1. Industrii amplasate în afara orașului

De regulă, o industrie se amplasează în afara orașelor dacă necesită:

– o zonă de protecție sanitară, ecologică (degajă fum, praf, gaze toxice, emanații radioactive, radiații, zgomot, trepidații);

– transporturi mari pe cale ferată;

– terenuri speciale, fiind legate de exploatarea subsolului (construcții, cariere, mine) sau pentru faptul că prin modul de extragere al materiilor prime se poate degrada terenul sau deprecia peisajul, dacă nu se iau unele măsuri (exemplu: unele industrii ale materialelor de construcții etc.);

– terenuri pentru depozitarea unor cantități mari de deșeuri (șlam, halde etc.);

– condiții speciale geografice (exemplu: centralele hidroelectrice);

– condiții speciale de climă;

– amplasamente speciale, fiind legate de apărarea țării.

Amplasarea industriilor în afara orașelor implică amenajarea unor zone industriale. Orașele mari pot avea mai multe zone industriale, pe când orașele mici au o singură zonă industrială. Se precizează faptul că o zonă industrială nu poate avea mai mult de 23 000-30 000 de locuitori.

Amplasarea zonelor industriale față de așezările omenești se face pe baza studiului direcției vânturilor dominante, a intensității și frecvenței lor. Se precizează că în orașele cu zone industriale cu degajări de funingine, cenușă, praf, se micșorează intensitatea luminoasă în zilele senine, fără ceață. Astfel, s-a constatat că există zone în orașe în care intensitatea luminoasă poate scădea de la 38 la 50% din cauzele mai sus precizate.

În situația unei umidități corespunzătoare a aerului sau a oscilațiilor mari de temperatură, fumul din aer face să crească frecvența ceței, scăzând vizibilitatea, reducând radiațiile solare. În cazul umidității ridicate a aerului, unele gaze se dizolvă în apă, devenind brusc și mai nocive.

Este recomandat ca în cazul existenței mai multor zone industriale, acestea să fie grupate pe specific.

Prin crearea zonelor industriale apar o serie de probleme sociale, care, în principiu, sunt:

– cazarea muncitorilor – de regulă, se realizează în cvartale de locuințe amplasate apropiat platformei industriale;

– transportul lucrătorilor, caracteristicile arterelor de circulație – își vor pune amprenta și asupra rețelelor de circulație ale localității, cu care trebuie corelate;

– amplasamentul unor obiective precum: creșă, grădiniță, școală pentru copiii lucrătorilor;

– obiective cu rol cultural;

– obiective pentru aprovizionare.

Relieful influențează mult amplasamentul. Astfel, se va prefera amplasarea unor industrii în zonele de vale (cota inferioară zonelor limitrofe) pentru a diminua posibila migrare a gazelor nocive, precum și îngrădirea acestor platforme industriale cu arbori sau alte plantații.

Se precizează faptul că în imediata vecinătate a zonei industriale sau în zona de protecție sanitară se amplasează locuințe pentru grupa de intervenție (colonii). În cadrul acestor colonii nu poate fi asigurată satisfacerea în bune condiții a necesităților populației, în ceea ce privește dotările cu spații comerciale, clădiri de învățământ, cinematografe, amenajări sportive, de agrement etc.

1.2.2. Industrii ce se amplasează în zone industriale de la marginea orașelor

Platformele industriale ce se amplasează în apropierea perimetrelor orașelor se caracterizează prin:

– zone de protecție sanitară;

– transporturi de materii prime, produse și combustibil de capacitate mai mică;

– amplasarea în aval față de oraș, când amplasamentul coincide cu cursul unei ape (apele uzate ale acestuia neputând fi aduse în dreptul localității), sau de-a lungul apei, împiedicând accesul locuitorilor la mal (situația amplasării principalelor industrii vechi).

1.2.3. Industrii ce se pot amplasa în cadrul orașelor

Industriile care se pot amplasa în cadrul unui oraș trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

– zona de protecție sanitară să fie în general cel mult 50 m lățime;

– transporturile de materiale să fie reduse.

Astfel, se întâlnesc industrii ce pot ocupa un cvartal de locuințe și industrii amplasate în cadrul cvartalului de locuințe. Din această ultimă categorie sunt: întreprinderi productive cu caracter meșteșugăresc, tipografii, ateliere de tâmplărie, de mobilă ș.a.

Prima categorie se referă la industrii ce ocupă o suprafață de 4-6 ha, corespunde suprafeței unui cvartal și este specifică pentru: industrie mecanică de precizie, aparatură electrotehnică, fabrici de mobilă, ambalaje, întreprinderi textile, fabrici de tricotaje, încălțăminte, fabrici de pâine, lapte, produse de cofetărie etc.

În mod practic, destul de multe întreprinderi industriale se pot amplasa în cadrul zonelor de locuit, contribuind la aspectul arhitectural al orașelor. În astfel de situații și transportul lucrătorilor devine o problemă simplificată, deplasarea putându-se efectua pe jos sau cu mijloace urbane.

O astfel de industrie este concepută cu o piață preuzinală care reprezintă veriga de legătură între clădirile civile și cele industriale. Piața preuzinală este constituită din: poartă, sediu administrativ, cantină.

1.3. Combaterea zgomotelor și trepidațiilor

În industriile amplasate în cvartale de locuințe trebuie acordată o atenție deosebită nocivității, mirosurilor neplăcute, zgomotelor și trepidațiilor.

Sub aspectul nocivității remarcăm industria farmaceutică sau pe cea a produselor cosmetice, secțiile de prăjit cafea etc. Soluția optimă este ermetizarea produselor de fabricație.

Zgomotele și vibrațiile reprezintă un element nociv. Zgomotele se propagă cu o viteză medie de 340 m/s, iar intensitatea scade invers proporțional cu pătratul distanței.

Viteza poate fi mărită cu 10-20% în cazul unui vânt puternic de același sens.

În industrie, zgomotele sunt produse de mașini și motoare care produc zgomote prin lovire, angrenaje, scăpări de aer comprimat sau abur, zgomote continue de intensitate constantă, rezonanță, dezechilibrare mecanisme etc., în general defecte de întreținere.

1.4. Exigențe ale soluțiilor de amplasament – planul general

În cadrul proiectelor de sistematizare a localităților este necesar a fi soluționate următoarele probleme:

- amplasarea industriilor (indicarea lor, specific, numărul de lucrători);
- deservirea edilitară și starea acestora la data întocmirii;
- cazarea și deplasarea lucrătorilor;
- zona de protecție sanitară;
- condițiile naturale ale terenului.

Amplasarea industriei într-o zonă are multiple consecințe, atât în ceea ce privește dezvoltarea unor noi ramuri economice, cât și a unor factori de eficiență cum ar fi: utilizarea economică a terenului, utilizarea rețelelor, cooperarea de natură tehnologică.

Zonele industriale se dezvoltă pe baza factorilor tehnico-economici și a celor social-politici.

Din categoria factorilor tehnico-economici fac parte:

- apropierea față de sursele de materii prime;
- aprovizionarea cu energie;
- apropierea față de centrele de consum;
- asigurarea utilităților;
- racordarea la rețelele de transport;
- considerații de apărare.

Din categoria factorilor social-politici fac parte: distribuția internă a zonelor industriale, folosirea optimă a forței de muncă, necesitatea dezvoltării tuturor regiunilor, a ridicării nivelului de trai și social-cultural.

Ansamblul industrial constituie o concepție unitară din punct de vedere plastic – arhitectural, corespunzător unei eficiențe maxime din punct de vedere tehnologic, compoziție realizată prin corelarea precisă a raporturilor

în care se află diversele utilități ce compun ansamblul. Prin concepția planului general trebuie să se prevadă o exploatare rațională a obiectivului.

Ansamblul este format din construcții industriale și construcții cu caracter civil cum ar fi: grupul de intervenție al fabricii, clădiri cu caracter social (cantină, sediu administrativ, laborator, pavilion poartă, centrală termoelectrică, stații de transformare, grup de pază, garaje, remize, rezervoare etc.).

Planul general al incintei industriale trebuie să răspundă următoarelor cerințe:

– cerințe tehnologice – acestea constau în asigurarea fluxului proceselor tehnologice, în sensul că trebuie să fie cât mai scurt și rațional;

– circulația materialelor determină alegerea tipului și caracterului dispozitivelor de transport, influențează gabaritele construcțiilor, dimensiunile secțiilor de fabricație, dimensiunile incintei de teren;

– cerințele alimentării cu energie;

– cerințele naturale, climatice, geologice, topografice exercită o influență mare asupra soluțiilor de plan general, prin: direcția și frecvența vânturilor dominante, valoarea minimă a temperaturilor, adâncimea de fundare, soluția de fundare;

– cerințele arhitectonice-urbanistice-constructive sunt relevante în cazul amplasării industriei în oraș;

– cerințele impuse de protecția contra incendiilor: distanțe între clădiri, gradul de pericol al procesului tehnologic, asigurarea căilor de acces, utilizarea unor materiale specifice la realizarea obiectivelor;

– cerințe tehnice sanitare – se referă la gradul de nocivitate al industriilor, amplasarea zonelor de protecție sanitară, sistem de reglementare a distanțelor între clădiri.

Problemele tehnice constructive se grupează pe următoarele domenii:

– sistematizarea verticală;

– trasarea liniilor de comunicații feroviare, rutieră, aeriană sau pe apă, precum și legătura cu rețele exterioare;

– trasarea tuturor rețelelor de instalații exterioare, subterane, de suprafață sau aeriene;

– asigurarea condițiilor optime pentru lucrători;

– rezolvarea măsurilor de siguranță împotriva incendiilor, a celor de protecție sanitară;

– posibilitatea reprofilării în viitor a acestor industrii;

– respectarea condițiilor locale care pot influența regimul de construcții sau amenajarea teritoriului (seismicitate, relief, climă, hidrologie);

– utilizarea optimă a terenului ales;

– amplasarea utilajelor tehnologice în sisteme constructive economice;

– asigurarea unei compoziții unitare, echilibrate și expresive a ansamblului industrial. Un element care leagă armonios problemele de plastică cu cele tehnice este modularea.

Alegerea amplasamentului industriei se face în funcție de următoarele elemente:

– posibilitățile de aprovizionare cu materii prime și desfacere a produselor;

– utilizarea la maximum a sistemelor de transport existente și a elementelor privind rezolvarea problemelor sociale;

– utilizarea unor amplasamente cu înclinare mică pentru asigurarea evacuării apelor, cu capacitate portantă bună;

– amplasamentul se corelează cu exigențele sanitare, de pază contra incendiilor;

– încadrarea amplasamentului într-o zonă atractivă (de exemplu, Fabrica de Scule Râșnov, amplasată la poalele ruinelor cetății cu același

nume, Fabrica de Ciment și Azbociment Bicaz, încadrată într-un peisaj deosebit etc.).

Ținând seama de complexitatea tuturor elementelor planului general, elaborate de diferiți specialiști, acestea sunt cuprinse într-o serie de planuri componente, precum:

a) Planul de încadrare în zona industrială	– încadrarea organică a tuturor elementelor constructive, funcționale și de instalații în zona industrială.
b) Planul general de zonificare	– amplasarea clădirilor și construcțiilor complexului, cu cotele de nivel, căi de comunicații, plantație etc.
c) Planul căilor ferate normale și înguste	– soluția tehnică analitică cu indicarea pantelor, curbelor, profilelor etc.
d) Planul căilor rutiere carosabile și de pietoni	– soluția tehnică analitică (la fel cu cea indicată la punctul c).
e) Alte mijloace eventuale de transport	– soluția tehnică analitică (la fel cu cea indicată la punctul c).
f) Planul lucrărilor de terasament (eventual și hidraulice)	– coordonatele precise de înălțime a întregului teren, precum și graficul de deplasare a maselor de pământ (rambleuri, debleuri).
g) Planul instalațiilor sanitare	– alimentarea cu apă (potabilă, industrială și de incendiu), canalizarea (sanitară și industrială), epurarea apelor uzate etc.
h) Planurile instalațiilor energetice	– abur, apă caldă, gaze, forță.
i) Planul instalațiilor electrice	– de forță, de lumină, de telefoane, semnalizări.
j) Planul instalațiilor și amenajărilor speciale	– aer comprimat, acetilenă, transport pneumatic etc.
k) Planul spațiilor verzi, al îngrădirii și alte elemente arhitecturale mai puțin importante	– detalii tehnice cu privire la alegerea plantațiilor, amplasarea zonei de protecție, a locurilor de odihnă, a terenurilor sportive.

l) Planul de organizare a lucrărilor de construcții	– terenul bazei de construcție, depozitarea materialelor, a mașinilor, a magaziei pentru utilaje, a birourilor etc.
m) Planul amenajărilor de securitate în interiorul întreprinderii	– ca un plan – anexă separat (instalație anti-efracție, semnalizare incendiu, alarme etc.).

Amplasamentul trebuie să satisfacă cerințele industriale și se concretizează în planul general printr-o serie de elemente.

Condiții generale. Acestea sunt legate de următoarele aspecte:

– aprovizionarea ușoară, până la incinta terenului respectiv, cu materii prime, cu materii auxiliare, combustibil, energie;

– legătura adecvată cu piețele de desfacere;

– alimentarea cu energie electrică direct de la uzină, fără stații de transformare. Dacă întreprinderea necesită amenajarea unei linii de înaltă tensiune, este necesar să se asigure posibilitatea de acces la aceasta pe traseul ales. Lățimea zonei cu restricții constructive variază între 25 și 100 m pe traseul liniilor de înaltă tensiune;

– existența apei necesare, cu debit suficient și însușiri cerute. În astfel de cazuri, lucrările speciale de forare, captare, filtrare etc. influențează prețul de cost al produselor. Pentru industrii al căror consum de apă este relativ mic, este mai avantajoasă alegerea unor amplasamente care permit racordarea la rețeaua existentă, comparativ cu situațiile în care consumul este mare și, implicit, este necesară construirea unor bazine, rezervoare dimensionate a asigura rezerva de apă. Aceste construcții și instalații ocupă suprafețe de care trebuie să se țină seama la delimitarea platformei industriale.

Alegerea amplasamentului este în concordanță cu caracterul industriei. De exemplu, întreprinderile cu o rețea dezvoltată de transport C.F. au nevoie de un teren cu un relief puțin variat, întreprinderile care folosesc transportul materialelor pe planuri înclinate au nevoie de un teren în pantă, industriile

ale căror utilaje transmit sarcini mari pe teren (ateliere forje) au nevoie de terenuri cu capacitate portantă mare etc.

Industriile care folosesc cantități de apă mari în scopuri tehnologice (fabrici de aluminiu, furnale, îngrășăminte de amoniu etc. cer nu numai asigurarea unor surse de apă, dar și amplasarea acestora în așa fel încât să asigure o diferență de nivel între bazinul de apă și teren, deoarece pomparea devine costisitoare. În multe situații sunt necesare condiții speciale referitoare la calitatea apei; de exemplu: limpezirea și culoarea în industria hârtiei, mirosul și gustul în industria alimentară etc. (fig. 1.1; 1.2).

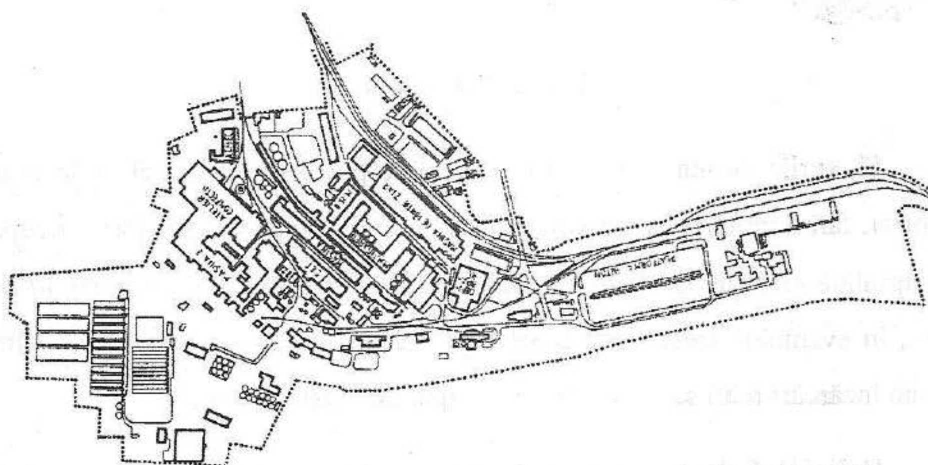


Fig. 1.1. Plan general.

Industria consumatoare de abur se amplasează în apropierea surselor de producție a acestuia deoarece aburul se transportă greu la distanțe mari.

Condiții specifice. Condițiile specifice se referă la: apropierea față de sursele de materii prime, de mijloacele de transport existente, de surse energetice, de consumatori etc.

Forma și dimensiunile terenului. Forma optimă este considerată forma dreptunghiulară, cu latura mare paralelă cu axul șoselei, latură pe care se dezvoltă piața preuzinală.

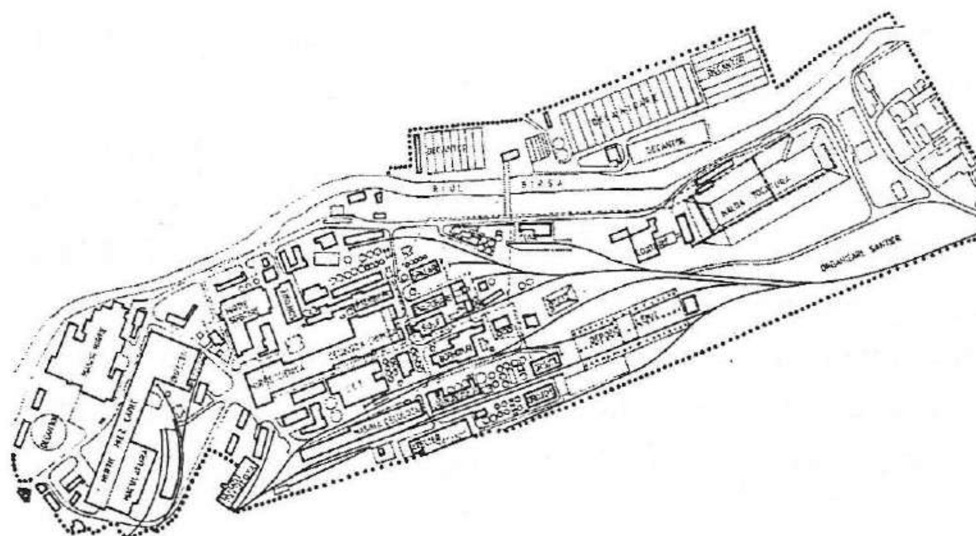


Fig. 1.2. Plan general.

Fluxurile de materiale şi de oameni se pot orienta paralel şi de sens contrar, fără întretăieri, iar racordul de cale ferată se poate face fără a ocupa o suprafață mare de teren. Din cauza desfăşurării prea mari a pachetului de linii, în evantaiul acestora se amplasează clădiri cu importanță redusă care nu au încărcări mari sau nu presupun asigurarea căilor de acces.

Relieful. Cele mai potrivite terenuri pentru construcții industriale sunt cele cu înclinări mici. Un relief perfect plan nu e recomandat, deoarece îngreunează scurgerea apelor meteorice (în cazul unei înclinări mai mici de 0,7% se va crea un relief artificial pentru asigurarea scurgerilor). Crearea reliefului artificial cu rambleuri mari de pământ determină adâncimea fundațiilor şi deci scumpeşte construcțiile. În cazul terenului cu pantă mai mare de 6% se recomandă nivelarea prin terase (fig. 1.3).

În situația în care industria foloseşte metoda căderii prin greutate proprie drept sistem de transport al materialelor de transport, se pot folosi şi terenuri cu înclinări peste 6%, chiar mai mari.

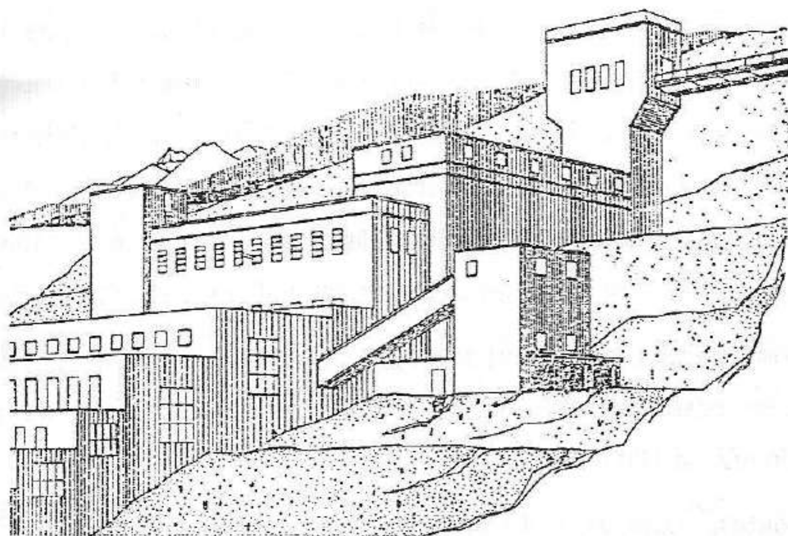


Fig. 1.3. Amenajarea industriilor cu flux tehnologic în cascadă, pe terenuri cu pante foarte mari. Prin succesiunea volumelor, adaptarea la teren și încadrarea în peisaj pot rezulta ansambluri caracteristice.

Rezistența terenului. Exigențele față de natura terenului depind în mare măsură de caracterul construcțiilor care se execută. Pentru construcțiile din industria grea care transmit terenului atât sarcini statice, destul de importante, cât și sarcini dinamice, rezistența terenului devine deosebit de importantă. La fel și în cazul construcțiilor cu suprafețe mari construite, uniformitatea structurii solului devine o problemă importantă.

Condițiile geologice. Alegerea amplasamentului devine o problemă deosebită și în cazul regiunilor seismice și în zonele cu teren macroporic loessoid.

În zonele cu exploatări miniere, amplasarea industriilor se face având în vedere limitele din planul de exploatări viitoare sau al terenurilor în care exploatările subterane creează pericolul surpării sau tasării.

Condițiile hidrogeologice. În cazul încărcărilor mari pe teren, adâncimea de fundare crește atât din cauza naturii fundațiilor cât și a presiunii admisibile (exemplu: 5 m în cazul laminoarelor, 8 m în cazul bluminguriilor, 9-10 m în

cazul ciocanelor pneumatice grele). În raport cu această adâncime de fundare, nivelul apelor subterane are o importanță mare. Toate grupele de producție care au subsoluri dezvoltate și rețele subterane întinse (industria chimică, rafinării, fabrici de fibre artificiale) necesită un sol uscat, cu ape subterane la adâncime mare. În cazuri contrare, se pot lua măsuri de coborâre a nivelului apei subterane, dar ele sunt legate de prețul exagerat al construcțiilor.

Inundabilitatea. Terenul de amplasament trebuie ferit de inundații. În general, se consideră cu plus 0,5 m față de cota maximă a nivelului apelor, crescut în ultimii 100 de ani.

Condiții sanitare și de prevenire a incendiilor. Atât la amplasarea industriilor cât și a zonei de locuit, se acordă o atenție sporită cerințelor sanitare și celor impuse de prevenirea incendiilor.

În multe situații sunt realizate lucrări de asanare, se creează zone de protecție sanitară etc.

Dacă apele devin toxice prin procesul tehnologic, sunt necesare stații de epurare a apei.

În cazul industriilor de importanță economică mare, este necesar ca amplasamentul să confere măsurile de securitate și apărare în conformitate cu prevederile organelor de specialitate.

1.5. Zonificarea terenului unei întreprinderi industriale

Terenul uzinal se împarte în zone, iar construcțiile se grupează pe următoarele criterii principale:

- asemănarea operațiunilor cerute de procesul tehnologic;
- asemănarea mijloacelor de transport care le deservesc;
- asemănarea rețelelor de instalații (energie electrică, abur, gaze, aer comprimat etc.);

– identitatea condițiilor de pază contra incendiilor (grad de rezistență la foc a construcțiilor, categoria de pericol de incendiu);

– identitatea condițiilor sanitare, gradul de nocivitate al producției.

Din considerentele expuse, s-au putut desprinde mai multe zone.

Zona de producție. Zona de producție grupează toate construcțiile și clădirile în care are loc fabricația propriu-zisă.

Zona de depozitare. Această zonă cuprinde clădirile și construcțiile aferente depozitării materiilor prime, materialelor auxiliare, semifabricatelor, produselor finite. Gama construcțiilor este foarte variată, pornind de la simple platforme și ajungând la magazii cu rampe de manevră, până la silozuri de mare capacitate.

Zona energetică. Zona energetică ocupă locul cel mai apropiat de zona de producție. În această zonă, în afară de clădirea centralei termice, termoelectrice sau de termoficare, se mai găsesc și alte construcții specifice legate de centrală, precum: turnuri de răcire, depozite de combustibil, instalații de aer comprimat.

Zona social-administrativă. Cuprinde clădirile administrației, cantină, laborator, pază, fiind legată de drumul de acces.

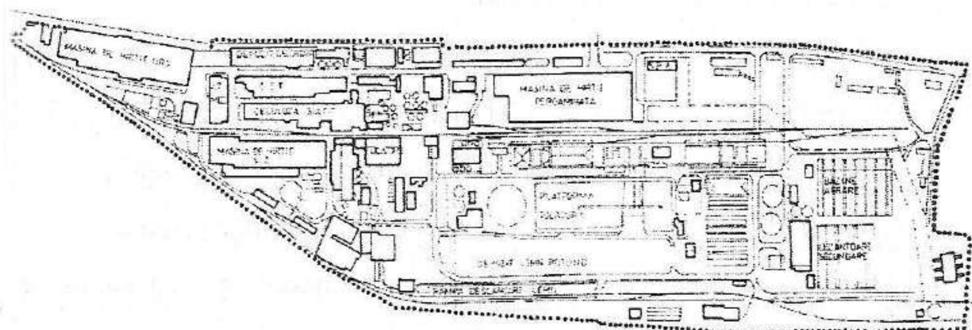


Fig. 1.4. Zonificarea terenului în cadrul planului general.

Clădirile formează, în general, ansamblul ce mărginește piața din fața uzinei. Arhitectura acestora are un caracter mai puțin industrial.

2.

TRANSPORTUL MATERIALELOR ŞI CIRCULAŢIA OAMENILOR

2.1. Elemente generale

Problema transportului în industrie constituie una dintre problemele esenţiale ale planului general. Problema transportului se raportează la două grupe:

- reţeaua de transport interioară, între clădiri;
- reţeaua de transport exterioară.

După volumul produselor se poate stabili reţeaua de transport:

– până la 25 mii t:	autocamion;
– 25-40 mii t:	autocamion + transport mărfuri;
– 40-200 mii t:	linie ferată secundară şi drum carosabil;
– 200-1000 mii t:	linie ferată secundară şi drum carosabil;
– peste 1000 mii t:	linie ferată secundară şi drum carosabil.

Este necesar ca unele principii de bază în conceperea sistemelor de transport să fie cunoscute, cel puţin în linii mari, de către proiectantul planului general. Astfel, în proiectarea acestuia intervin mai ales probleme de transport din interiorul incintei teritoriului uzinal. La rândul lui, acesta se împarte în transport între secţii sau între ateliere, depozite, instalaţii, precum

şi transportul în interiorul atelierelor, care, de asemenea poate influenţa concepţia de transport general al uzinei.

Tabelul 2.1

Reţeaua de transport

Circulaţia anuală a produselor, în mii t	**Categoria mijloacelor de transport**	**Lungimea economică a liniei ferate**	**Observaţii**
Până la 25	Autocamion	–	Aşezare cât mai apropiată de sursele de materii prime şi de destinatar, precum şi la magistrala carosabilă.
25-40	Autocamion, tramvai de mărfuri, posibilitatea liniei ferate secundare	Până la 1 km	Ca mai sus. Se cere ca linia de cale ferată sau de tramvai să fie aproape.
40-200	Linie ferată secundară şi drum carosabil	Până la 3 km	Apropierea liniei de cale ferată şi a staţiei de triaj, apropierea unei magistrale carosabile.
200-1000	Ca mai sus	5-8 km	Apropierea liniei ferate are o influenţă mai mică asupra amplasării. În cazul în care linia ferată se intersectează cu magistrala orăşenească, acestea vor fi executate la niveluri diferite.
Peste 1000	Ca mai sus	10-15 km	Apropierea căii ferate nu influenţează amplasarea.

În ceea ce priveşte transportul exterior, acesta intervine în măsura în care se leagă cu traseul transportului interior, staţii de triaj, gări, staţii tehnice etc.

Din diferite variante posibile, privind sistemele de transport din interiorul uzinei, se alege aceea care prezintă în acelaşi timp soluţia:

– cea mai simplă;

– cea mai eficientă;

– care necesită minimum de spaţiu;

– cea mai unitară, ca sistem aplicat;

– cea mai economică, înţelegând prin aceasta relaţia cea mai avantajoasă între costul reţelei proiectate şi cheltuielile de exploatare raportate la unitatea de produs transportat.

2.2. Clasificarea transporturilor

Se are în vedere clasificarea prezentată în tabelul 2.2.

Tabelul 2.2

Clasificarea transporturilor

<table>
<tr><td rowspan="4">Transport pe sol</td><td rowspan="2">Feroviar</td><td>Linii normale</td><td>Locomotive cu abur
Locomotive cu motor
Locomotive electrice</td></tr>
<tr><td>Linii înguste</td><td>Idem, în plus tracţiune animală</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Rutier</td><td>Pentru greutăţi mari</td><td>Autocamioane, cu şi fără remorci
Tractoare cu remorci</td></tr>
<tr><td>Pentru greutăţi mici</td><td>Autoîncărcătoare
Autostivuitoare
Autocare
Electrocare
Cărucioare manuale (cu platformă mixtă, basculantă sau elevatoare)</td></tr>
<tr><td>Transport deasupra solului</td><td colspan="2">Macarale portal sau semiportal
Poduri rulante
Monoşine
Ascensoare
Screpere</td><td>Funiculare
Transportoare
Benzi rulante
Conducte
Conducte pneumatice</td></tr>
<tr><td>Transport pe apă</td><td colspan="3">Şlepuri
Vapoare</td></tr>
</table>

2.2.1. *Transportul pe cale ferată*

Calea ferată industrială poate fi normală A (ecartament 1435 mm) şi îngustă (600, 600, 760 şi 1000 mm).

Liniile ferate înguste se folosesc numai acolo unde, din motive economice sau din motive de amplasament, se justifică.

Din punct de vedere al amplasamentului, liniile ferate pot fi:

– linii de cale ferată „exterioare" întreprinderii, prin care se aduc materii prime sau se expediază materii finite (fig. 2.1);

– linii de cale ferată interioare, care asigură mişcarea materialelor în incinta întreprinderii.

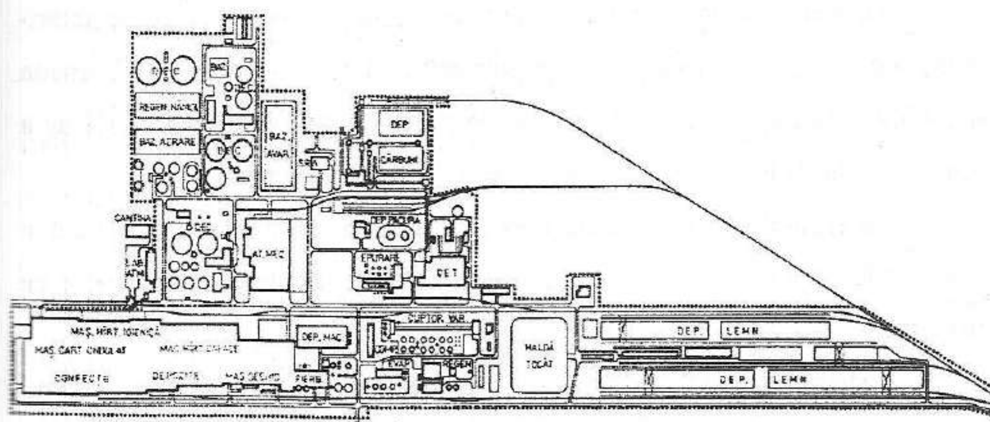


Fig. 2.1. Amplasamentul căilor ferate industriale.

În cadrul uzinelor mari, cu o circulaţie zilnică de peste 150 de vagoane, este recomandabil a se construi o gară de triaj mai mică în incinta uzinei.

La proiectarea reţelei de căi ferate industriale se vor lua în considerare:

– condiţiile geologice şi topografice;

– nivelul apelor subterane;

– reţelele de instalaţii sanitare;

– tipul și așezarea corespunzătoare a instalației de telecomunicații și semnalizare.

Amplasarea liniilor ferate se prevede în funcție de tehnologia specifică a industriei și depinde de următorii factori:

– volumul de marfă transportată;

– numărul maxim de vagoane care se încarcă într-o zi;

– timpul de staționare al vagonetelor în incinta întreprinderii;

– gradul de mecanizare al operațiunilor de încărcare-descărcare.

Tipurile de rețele de căi ferate uzinale. Acestea sunt:

– „linii moarte" – duc spre diferite ateliere și se înfundă. Vagoanele sosesc și pleacă pe aceeași linie. Se utilizează în întreprinderile mici (aprox. 10 vagoane/zi);

– sistemul de linii proiectat după „schema de trecere" – se caracterizează prin faptul că garniturile de trenuri circulă într-un singur sens. Varianta se aplică la terenurile alungite, în caz de trafic intens având avantajele de a scurta timpul de manevrare. Necesită însă două stații de triaj;

– sistemul de linii cu traseul circular „schema inelară" – se utilizează la întreprinderile foarte mari, cu mult spațiu, care permite înscrierea razelor de curbură;

– sistemul cu „schemă mixtă" – poate fi compusă atât din sistemul inelar cât și cu linii moarte.

Stații de triaj. În cazul circulației mici de mărfuri (< 60 vagoane/zi) nu este necesară stație specială de triaj, de primire și de expediere. Când circulația trece de 60 vagoane zilnic, este necesară stație de triaj.

2.2.2. Transportul rutier

În raport cu calea ferată, transportul rutier conferă următoarele avantaje:

– mobilitate mare:

– investiţii mult mai mici;

– suprafaţa de teren ocupată este mai redusă;

– cheltuieli de întreţinere reduse.

Dezavantajele sunt reprezentate de capacitatea redusă de transport, motiv pentru care costul transportului pe ansamblu este ridicat.

Clasificarea drumurilor din punct de vedere al proiectării planului general, respectiv în funcţie atât de ansamblul planului general cât şi de datele privind tipul vehiculelor, prezintă:

– magistrale;

– drumuri principale;

– drumuri secundare,

– drumuri speciale.

Magistrala este drumul principal care leagă piaţa uzinei de incinta uzinei.

Se dimensionează pentru 3 fluxuri sau 2 fluxuri, în funcţie de caracteristicile platformei industriale. Este prevăzută cu trotuare pentru pietoni, sistem de iluminare, fâşii de teren plantate.

Prescripţiile de proiectare a planului general au în vedere şi măsurile de protecţie contra incendiilor. În acest sens, este necesar ca distanţa dintre clădire şi drum să nu fie mai mică de 3,75 m şi nici mai mare de 25 m.

Dacă platforma industrială se desfăşoară pe o suprafaţă mai mare de 8 ha, este necesar ca să se prevadă drumuri principale pe ambele direcţii. Fiecare clădire existentă pe o platformă trebuie să se învecineze cu un drum principal sau unul secundar.

Accesele speciale pentru vehiculele pompierilor se proiectează sub formă de benzi de 6 m lăţime. În cazul terenurilor argiloase, aceste accese trebuie să fie acoperite cu strat de vegetaţie, zgură sau să fie pietruite.

Lăţimea intrărilor în incintele industriale trebuie să fie min. 3,5 m lăţime, iar înălţimea lor, în cazul în care sunt acoperite, trebuie să fie de min. 4,2 m.

Pentru întreprinderile care prezintă grad ridicat de periculozitate la incendiu se proiectează minimum două ieșiri în drumul de utilitate publică, iar vizibilitatea trebuie asigurată pentru o distanță de cel puțin 30 m.

Panta transversală a drumului trebuie să fie 2-4 m, în funcție de natura îmbrăcăminții iar panta longitudinală poate fi de 9%.

În cazul drumurilor realizate adiacent traseului de cale ferată, distanța dintre șină și marginea drumului trebuie să fie minimum 3 m.

Suprastructura drumurilor uzinale trebuie să satisfacă următoarele exigențe:

- să reziste traficului;
- să corespundă cerințelor tehnico-sanitare ale industriei respective;
- să utilizeze materiale locale.

Lățimea părții carosabile a drumurilor principale este de 2-6 m sau de 9 m la uzinele mari, de 6 m la uzinele mijlocii, de 3,5 m la uzinele mici.

Pentru drumurile secundare aceste lățimi se reduc la 6 m și la 3,5 m.

Lățimea zonei necarosabile este determinată de dimensiunile distanțelor dintre clădiri, stabilite de normele sanitare, precum și de normele pentru prevenirea incendiilor.

În acest scop, porțiunile de teren cuprinse între drumuri vor fi rectangulare, de dimensiuni mari, multipli de 6 m.

Schema drumurilor dintr-o incintă industrială trebuie să corespundă fluxului de fabricație, cu distanțe scurte și un număr minim de intersectări sau mișcări în sens opus.

În cazul circulației intense de mărfuri se vor separa traseele pentru circulația oamenilor de cele ale materialelor.

Profilul transversal al drumului se determină în funcție de:

- destinația și poziția drumului în incinta platformei industriale;
- condițiile sanitare și de prevenire a incendiilor;

- intensitatea traficului de mărfuri şi de oameni;
- tipul şi mijloacele de transport folosite;
- condiţiile hidrogeologice şi climaterice;
- relieful, amenajarea terenului, plantaţiile;
- reţelele de instalaţii la suprafaţă, subterane şi aeriene.

2.2.3. *Transportul deasupra solului*

Acest tip de transport nu are relevanţă în întocmirea planului general, datorită faptului că este deasupra solului şi se poate proiecta cu mai multă libertate.

O parte din mijloacele de transport din această grupă au un caracter continuu, de exemplu funicularele, benzile transportoare, planurile înclinate, conductele.

Proiectarea unora dintre ele se face în legătură cu celelalte sisteme de transport (feroviar şi rutier).

2.2.4. *Transportul pe apă*

Transportul pe apă are importanţă deosebită la trasarea planului general. Este un sistem de transport exterior, care se leagă de platforma industrială prin dane, docuri, debarcadere.

În cazul transportului pe apă al produselor – materii prime şi finite – este mai raţională construirea danelor pentru acostare pe teritoriul întreprinderii, în apropierea depozitelor sau secţiilor respective.

Instalaţiile de acostare destinate pentru staţionarea navelor se amplasează în porţiunile bazinelor de apă care nu se înnămolesc prin depuneri, care au adâncime suficientă pentru acostarea şi staţionarea navelor şi o suprafaţă

suficientă a apei, putând asigura operațiile de transbordare, indiferent de cota apelor, în tot cursul perioadei de navigație.

Punctele de acostare pentru nave-tanc ce transportă lichide combustibile sau inflamabile se amplasează în aval de raioanele de locuit sau industriale.

Proiectarea planurilor generale în cazul situării lor în apropierea cursurilor de apă este, pentru motivele arătate mai sus, deosebit de complexă, influențând atât compoziția cât și zonificarea terenului industrial.

O analiză tehnico-economică comparativă, raportată la întregul sistem de transport, cu toate măsurile de compensare, cu toate înzestrările mecanice respective, va putea duce la concluzia justă şi la soluția de ales.

3.

HALE INDUSTRIALE

3.1. Scurtă prezentare privind evoluția structurilor constructive pentru hale industriale

În țara noastră săpăturile arheologice au scos la iveală urme ale unor așezări omenești organizate care foloseau unelte, exploatau saline, prelucrau metalul. Din diferite scrieri rezultă că în Argeș, încă dinaintea anului 1600, era dezvoltată producția de ceramică pe care o întâlnim la o serie de edificii (exemplu: biserica protestantă din Sibiu, biserica Sf. Ionică din Piatra-Neamț etc.). Tot din scrieri aflăm că în secolul al XII-lea se fabricau în țară hârtia, sticla. În Ardeal erau exploatate minele încă din secolul al XV-lea.

Toate aceste procese tehnologice se desfășurau în clădiri special realizate pentru a satisface exigențele funcționale pe care le reclamau diversele ramuri industriale. Astfel, la sfârșitul secolului al XVIII-lea construcțiile industriale reprezentau o categorie care începuse a se diferenția de celelalte clădiri. Trecerea de la producția manufacturieră la mecanizare a făcut ca, spre sfârșitul secolului al XVIII-lea, să apară industrii variate ale căror amplasamente trebuiau să fie apropiate surselor de apă și energie. În acea perioadă se dezvoltă, în special, metalurgia. Apariția și extinderea căilor ferate au condus la dezvoltarea industriei în diferite direcții. Astfel, începe să apară un nou tip de așezare urbană: „orașul industrial".

Legat de acest aspect, literatura de specialitate menționează că la începutul secolului al XIX-lea, Trevithick și Vivian trăgeau vagoane pe o cale ferată lungă doar de 15 km (1804), Stephenson (1822) și Seguin (1824) o perfecționau și astfel căile ferate începeau cucerirea spațiului terestru. Războiul de țesut al lui Jacquard (1805), secerătoarea lui McCormick, mașina de cusut a lui Thimonnier (1830), motorul electric al lui Dal Negro (1831) transformau manufacturile în industrii; piața era asaltată de mărfuri tot mai bune și mai ieftine; agricultura se mecaniza.

Începea să fie nevoie de noi tipuri de construcții, cu deschideri mari: poduri cu deschideri mari pentru transport feroviar, fabrici cu deschideri mari care să asigure montarea mașinilor, utilajelor, depozite, docuri pentru stocare material etc.

Industria, la acel timp, furniza două materiale pentru noile construcții: fierul și sticla.

Construcțiile din metal făcuseră progrese spectaculoase, odată cu dezvoltarea metalurgiei, în special în Anglia, datorită folosirii cărbunelui din piatră și a cuptoarelor de pudlaj. Convertizorul Bessemer, inventat în 1855, și cuptorul înalt cu preîncălzire (1860), oțelul și profilele laminate intrau în uzul curent (1862). Bolțile din cărămidă, grinzile din lemn sunt înlocuite de elemente din metal. Combinarea metalului cu sticla dădea construcțiilor volumetria necesară și iluminarea corespunzătoare. Se realizează galeria d'Orléans (1831), Crystal Palace (arh. Joseph Paxton, 1851), Galérie des machines (1889). Această ultimă structură, cu o lungime de 420 m, deschidere 115 m și înălțime 45 m, era cea mai mare construcție din fier (fig. 3.1).

Inginerii epocii erau superiori arhitecților eclectici; ei rezolvau problemele utilitare pe care le ridica societatea aflată în plină dezvoltare industrială.

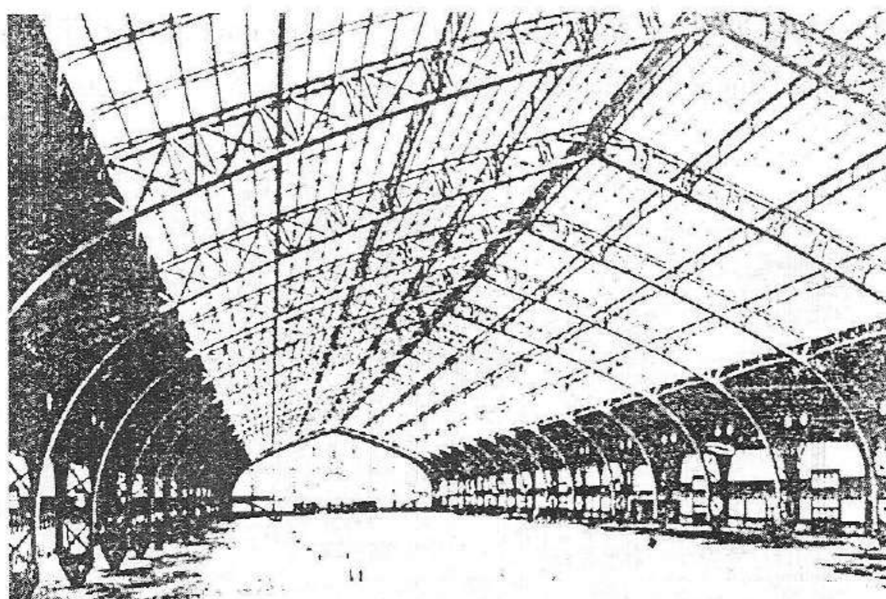


Fig. 3.1. Galeria maşinilor – Expoziţia de la Paris –1889 (Dutert şi Contamin).

Astfel, ei au început să aplice noul material, şi anume betonul armat. După 1860, betonul armat începea să fie folosit intens de către François Coignet, care îl descria astfel: „betonul, format din var, nisip, pietriş şi ciment", în care o armătură de fier „nu rugineşte , chiar şi în apa mării", rămânând strălucitoare ca argintul.

Când în rândul specialiştilor din lume se prezentau caracteristicile acestui nou material, inginerul Anghel Saligny, în România, realizează construcţii grandioase, deosebite pentru acel timp.

La primele construcţii industriale se aplicau elemente de arhitectură civilă, ulterior apărând elementul artistic industrial. Din acest punct de vedere, putem aprecia arhitectura industrială ca fiind relativ nouă. Printre primele construcţii industriale realizate la noi în ţară se pot cita: fosta fabrică de zahăr din Tg.-Mureş, fabrica de zahăr din Bod, fosta fabrică de cărămizi de la Băneasa. Ulterior, au fost realizate hale industriale din zidărie de cărămidă cu acoperişuri din ferme metalice sau ferme din lemn. În această perioadă s-a

constatat realizarea clădirilor industriale cu planșee din bolți din zidărie de cărămidă sau din bolțișoare din zidărie ce descarcă pe traverse metalice.

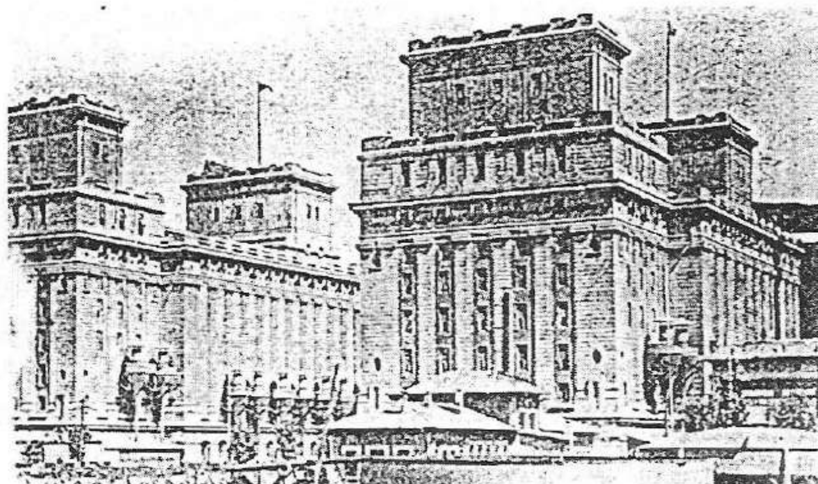


Fig. 3.2. Silozurile din Constanța. Construcții proiectate de arhitect P. Antonescu, sub conducerea ing. Anghel Saligny.

Odată cu introducerea betonului armat, soluțiile constructive au fost mult îmbunătățite. Astfel, în 1884, Anghel Saligny începe proiectarea și execuția silozurilor pentru cereale la Brăila, cu o capacitate de 25 000 t, fiind puse în funcțiune în 1888. După un an, soluțiile s-au extins la Galați, iar în 1905, la Constanța (fig. 3.2).

Saligny dovedește originalitate nu numai în alegerea materialului (care era o premieră la acea dată), ci și în soluția constructivă propusă. Saligny proiectează pereții celulelor sub forma unor elemente prefabricate (fig. 3.3).

La începutul secolului, introducerea betonului armat în România face ca o serie de construcții industriale să fie realizate din stâlpi și grinzi din beton armat, cadre portal sau grinzi cu secțiune variabilă, planșee din beton armat monolit. Ulterior, pentru deschideri mari ale halelor industriale s-au utilizat arce cu tirant din beton armat prefabricat sau grinzi prefabricate cu zăbrele din beton armat.

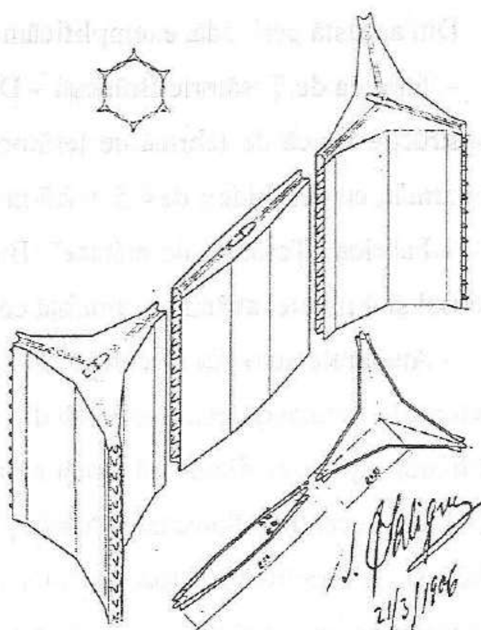
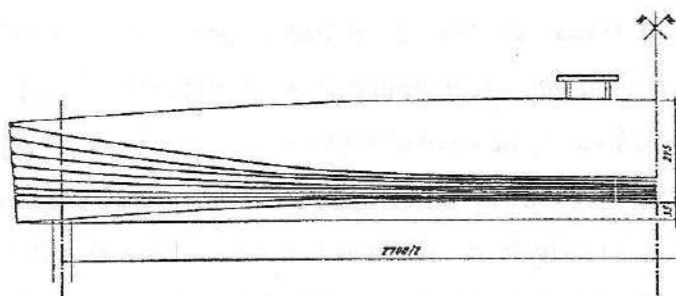
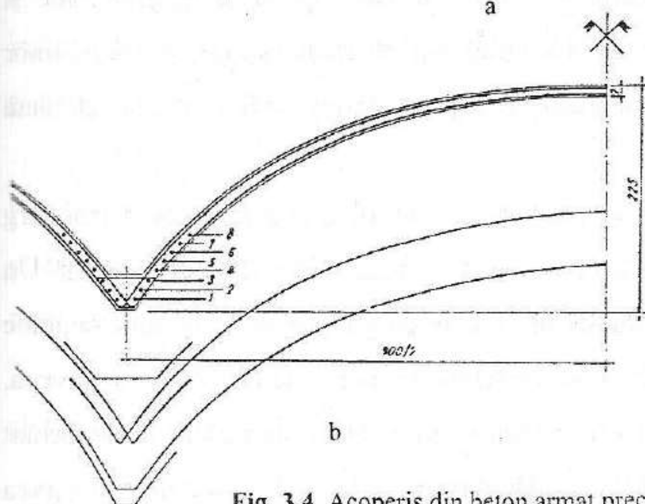


Fig. 3.3. Elemente prefabricate folosite la realizarea silozurilor.



a



b

Fig. 3.4. Acoperiş din beton armat precomprimat:
a – vedere perspectivă; *b* – secţiune transversală.

Din această perioadă, exemplificăm:

– Fabrica de Țesătorie Brănești – Dâmbovița executată în 1925 – este o construcție tipică de fabrică de țesătorie. Acoperișul este de tip șed, din beton armat, cu deschideri de 6,5 × 7,5 m și înălțime de 4 m;

– Fabrica „Țesătura de mătase", București – construită în 1926-1927, cu subsol și 4 nivele, având o suprafață construită de 1200 m^2;

– Atelierele auto din București (B-dul Aviatorilor) – executate în 1928. Structura de rezistență este realizată din cadre de beton armat monolit, cu riglă frântă și planșee din beton armat monolit;

– Termocentrala Șorecani – Aghireș (jud. Cluj) – construcția s-a început în 1930 și a cuprins următoarele: sala mașinilor, turn de răcire, stație de înaltă tensiune, puț alimentare, canal de aducțiune, bazin de colectare.

Ritmul intens de industrializare a țării a determinat ca necesară organizarea unei producții industriale de elemente prefabricate care să permită realizarea rapidă a construcțiilor.

Ca sistem constructiv în soluție monolită se poate exemplifica structura etajată pentru clădirile de fabricație ale Combinatului Poligrafic „Casa Scânteii". Structura de rezistență a fost din cadre primare longitudinale și grinzi secundare transversale. Calculul s-a efectuat spațial, pe baza unor studii originale. Această construcție este prima structură importantă calculată pe baza metodei de rupere.

În domeniul halelor de producție, betonul armat monolit a fost larg folosit. Astfel, s-au realizat acoperișuri din pânze subțiri din beton armat. Un exemplu îl constituie atelierul de întreținere cu garaj pentru 300 autovehicule de la București, executat în 1952. Deschiderea halei era de 26 m, iar traveea, de 9,5 m. Un alt exemplu este pânza subțire de acoperiș, din beton armat prefabricat, executată la Tăbăcăria București – Jilava. Aceasta din urmă avea o deschidere de 27 m și o travee de 9 m, iar forma pânzei provenea din

translatarea unui arc de cerc pe o parabolă cu săgeata de 35 cm drept curbă directoare. În acest mod, scurgerea apelor de pe acoperiş se făcea spre exteriorul clădirii, fără a fi necesară mărirea greutăţii acoperişului prin prevederea betonului de pantă. Precomprimarea pânzei s-a făcut cu 16 cabluri a 12 Ø5 mm, dispuse în pânză. Acoperişul s-a realizat fără grindă marginală, cablurile pretensionate putând fi ridicate spre reazem, preluând astfel mai bine momentele transversale, eforturile de întindere şi conducând la o favorabilă centrare a eforturilor de precomprimare pe reazeme.

Pânzele subţiri monolite s-au aplicat şi în domeniul şedurilor. Un exemplu în acest sens îl constituie clădirea filaturii rolan de la Săvineşti sau clădirea extindere filatură bumbac din Bucureşti.

Aplicând aceste principii s-a realizat un acoperiş şed de 24 m deschidere, din beton precomprimat. Curba directoare a acestei structuri a fost o cicloidă scurtată racordată la capete cu două arce de cerc. Această nouă formă, comparativ cu şedul clasic, prezenta avantaje atât în evitarea discontinuităţilor de tangentă între porţiunile drepte şi curbe cât şi sub aspect economic.

După 1950 s-a pus problema intensificării dezvoltării industriei în România, fapt pentru care soluţiile constructive au fost în mare măsură industrializate. Industrializarea construcţiilor a presupus modularea, unificarea parametrilor şi reţelelor, tipizarea elementelor şi a secţiunilor de hale.

Primul pas în direcţia modulării s-a făcut începând cu 1950, când s-a folosit modulul unificat de către Institutul de Proiectări Industriale (I.P.I.) şi, ulterior, prin intrarea în vigoare a sistemului modular standardizat, pentru deschideri şi travee la construcţii industriale, utilizându-se modulul de 3 m.

Începând cu această perioadă se adoptă din ce în ce mai mult sistemele constructive prefabricate.

Principalele forme constructive sunt:

– construcţii cu un singur nivel;

- construcții etajate;
- construcții speciale;
- fundații.

3.2. Forme şi caracteristici

O hală industrială se caracterizează prin forma în plan şi forma secțiunii transversale.

Forma şi dimensiunile sunt determinate de natura proceselor tehnologice care se desfăşoară.

Planul halei este împărțit în deschideri şi travee, rezultând o rețea de stâlpi amplasați la intersecția unor axe modulare.

Mărimea deschiderilor şi a traveelor este influențată de procesul tehnologic care se desfăşoară în hală. Astfel, deschiderile trebuie să permită aşezarea utilajelor conform procesului tehnologic (gabarite, spații de circulație, spații de montaj etc.).

Secțiunea transversală a unei construcții industriale se caracterizează prin formă, număr de nivele, lățime, numărul şi mărimea deschiderii, înălțime etc.

Forma secțiunii se stabileşte în funcție de gabaritele utilajelor tehnologice, ale utilajelor de transport, ale obiectelor fabricate, ale spațiilor necesare pentru circulație şi siguranță, precum şi în funcție de sistemul de iluminare, ventilare etc.

Ca număr de nivele, halele industriale pot fi parter, etajate sau mixte.

Halele parter pot avea una sau mai multe deschideri.

Din punct de vedere al sistemelor de transport, halele industriale pot fi cu şi fără pod rulant.

În industrii cu echipamente de dimensiuni mari (buncăre, rezervoare), se utilizează hale etajate cu deschideri şi înălțimi diferite.

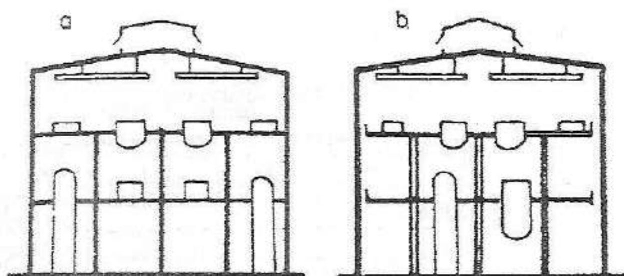


Fig. 3.5. Hale cu amplasarea utilajelor tehnologice pe planşee şi pe fundaţii independente.

Fig. 3.6. Secţiune transversală prin instalaţia tehnologică.

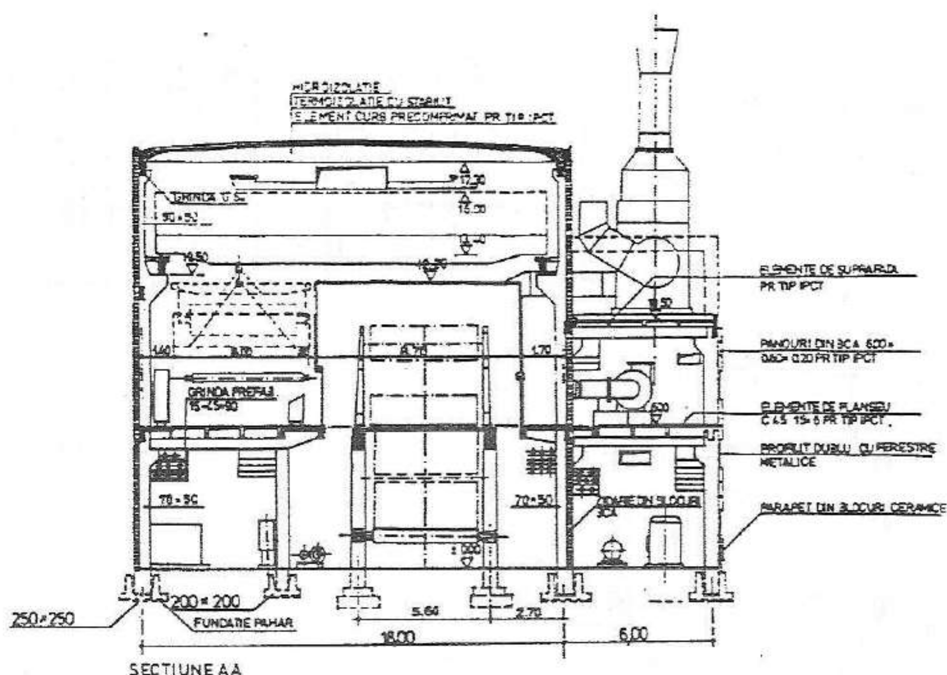


Fig. 3.7. Gabaritele utilajelor tehnologice și de transport pentru stabilirea deschiderii și înălțimii halelor.

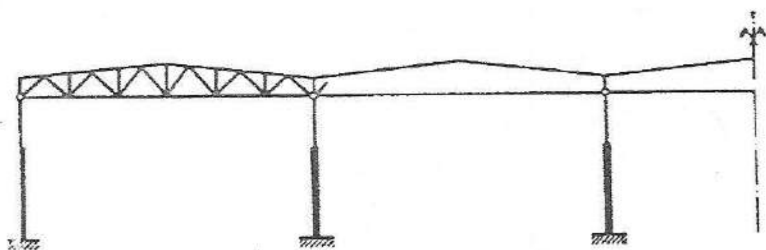


Fig. 3.8. Hale parter cu mai multe deschideri.

3.3. Criterii privind alegerea tipului de structură al halelor industriale

Elementele principale care alcătuiesc structura unei hale industriale sunt: fundațiile, stâlpii, grinzile transversale și longitudinale, elemente de acoperiș, planșeele, grinzile de rulare.

Materialul constitutiv al structurii de rezistență se alege în funcție de:

- mărimea deschiderilor, numărul și înălțimea etajelor;
- natura, mărimea și modul de exercitare al acțiunilor din exploatare;
- regimul de temperatură și agresivitatea mediului;
- natura terenului de fundație și gradul de seismicitate al amplasamentului;
- cerințele de protecție contra incendiilor și exploziilor;
- cerințele de durabilitate, tehnico-economice etc..

În principal, tipurile de structuri utilizate pentru hale industriale sunt:

- structuri din beton armat monolit, prefabricat, mixt. O soluție eficientă a acestor tipuri de structuri o constituie pretensionarea, utilizarea cimenturilor și oțelurilor superioare;
- structuri metalice;
- structuri din pereți portanți din zidărie;
- structuri din lemn;
- structuri din aliaje de aluminiu;
- structuri din materiale compozite (poliesteri armați cu fibră de sticlă, betoane armate cu fibră de sticlă).

Pentru hale industriale cu deschideri mari, cu poduri industriale grele sunt eficiente primele două categorii de structuri.

Structura și rezistența unei hale industriale se concep astfel încât solicitările din încărcările date din acțiunile principale să fie cât mai reduse și uniform repartizate. La astfel de structuri sunt preferabile structurile cu grad ridicat de nedeterminare statică.

Schema statică a unei hale industriale trebuie corelată și cu natura terenului de fundare, mai ales dacă este deformabil, sensibil la umezire. Tasarea reazemelor structurilor din cadre cu noduri rigide poate conduce la apariția unor momente încovoietoare importante în riglă și stâlpi, fapt pentru

care, în astfel de situații, se adoptă structuri articulate de fundații și, în multe situații, structuri cu articulații între stâlpi și grinzi. Riglele se dimensionează pentru a prelua solicitări din eventualele tasări probabile, iar legăturile dintre stâlpi și grindă se concep astfel încât, în caz de tasare, să poată fi aduse la poziția inițială.

La hale cu mai multe deschideri, cu variații mari de temperatură, stâlpii marginali se pot realiza cu rigidități mici și legături articulate de grindă și chiar de fundații, formând sisteme pendulare, pentru a nu-i expune la solicitări prea mari.

La hale industriale cu acoperiș tip șed, pentru a le asigura o elasticitate mai mare în organizarea tehnologică se adoptă structuri cu grinzi principale după direcția longitudinală . Această din urmă soluție se aplică și la halele cu acoperișul format din elemente prefabricate de suprafață din beton precomprimat dispuse după direcție transversală, precum și la halele cu deschideri foarte mari și cu poduri rulante grele.

3.4. Structuri constructive pentru hale industriale

3.4.1. Hale pe stâlpi cu console (tip peron)

Aceste construcții au avantajul unei bune iluminări directe și al unei posibilități ușoare de ventilație. Structura de rezistență static determinată este indicată pentru terenuri de fundații slabe, cu tasări probabile inegale.

Exemplificăm construcții industriale din beton armat realizate de-a lungul timpului în această soluție: Trăgătoria de Oțel Tare – Câmpia Turzii, halele Fabricii de Faianță din Sighișoara, hala de finisaj de la Filatura „Dacia" București ș.a.

Trăgătoria de Oțel Tare de la Câmpia Turzii s-a realizat în 1951, cu o suprafață construită de 7500 m^2. Acoperișul este susținut de stâlpi peron, prefabricate cu travee de 7,5 m, pe care reazemă calea de rulare a podurilor rulante.

Halele Fabricii de Faianță Sighișoara, cu o capacitate de 4000 t, au fost realizate în perioada 1954-1958.

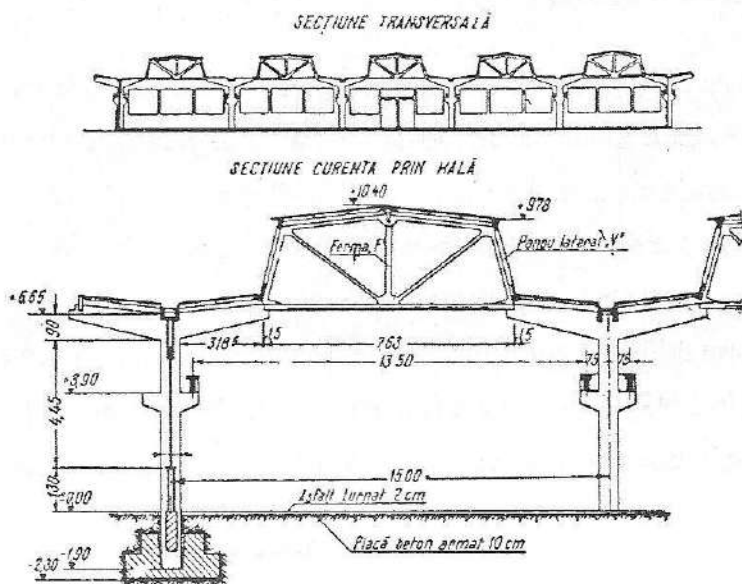


Fig. 3.9. Secțiune hală – Câmpia Turzii.

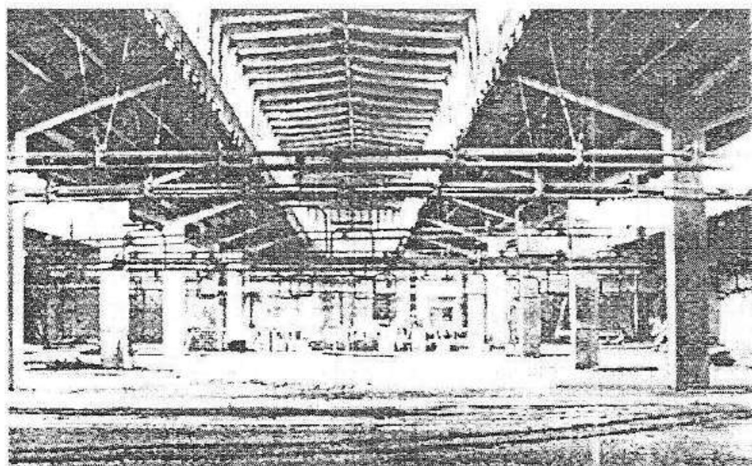


Fig. 3.10. Fabrica de Faianță Sighișoara. Interior hală.

Structura de rezistență este alcătuită din stâlpi prefabricați tip peron, cu console de 3 m lungime, deschiderea este de 12 m și traveea, de 6 m. Stâlpii au fost preturnați pe șantier, iar chesoanele și luminatoarele s-au realizat în soluție prefabricată.

3.4.2. *Hale cu acoperiș tip șed*

Aceste construcții, de-a lungul timpului s-au aplicat pe scară largă, cu precădere pentru industria de bunuri de consum, pentru industria textilă, pentru industria metalurgică.

Soluția s-a dovedit a fi economică și cu grad de aplicabilitate deosebit pentru construcții amplasate pe terenuri bune de fundare.

Printre primele aplicații au fost la hala de la Fabrica „Țesătura”, Iași, executată în 1949. Construcția a fost realizată din beton armat monolit, cu o suprafață cilindrică, o pânză cu grosimea de 6 cm.

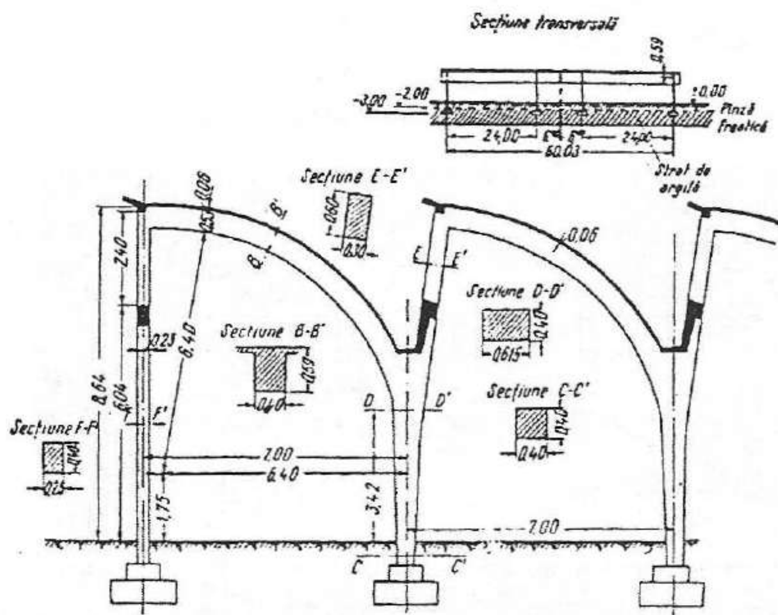


Fig. 3.11. Fabrica „Țesătura” Iași. Structură în cadre.

Alte construcţii la care s-a aplicat această soluţie sunt halele pentru filatură, realizate în perioada 1950-1960.

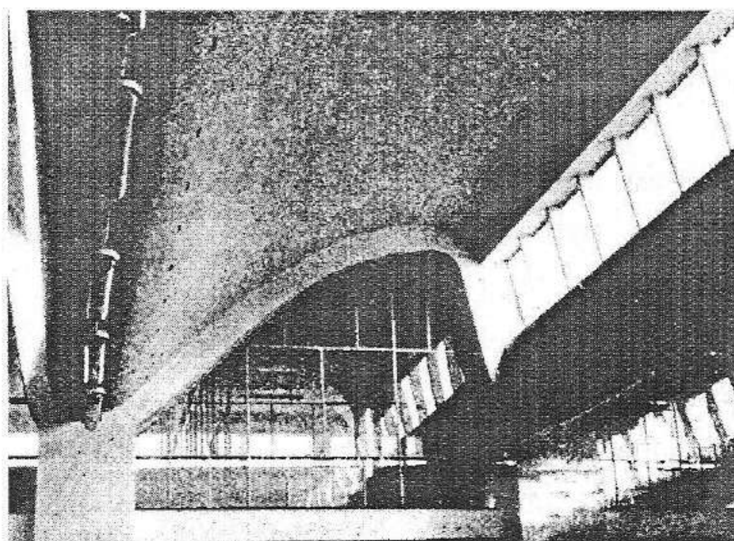


Fig. 3.12. Şeduri în formă de S aplicate la construcţii în industria laptelui. Această formă îmbunătăţeşte comportarea statică a suprafeţei şi asigură un plafon cu o suprafaţă continuă fără unghiuri, care pot constitui zone posibil vulnerabile.

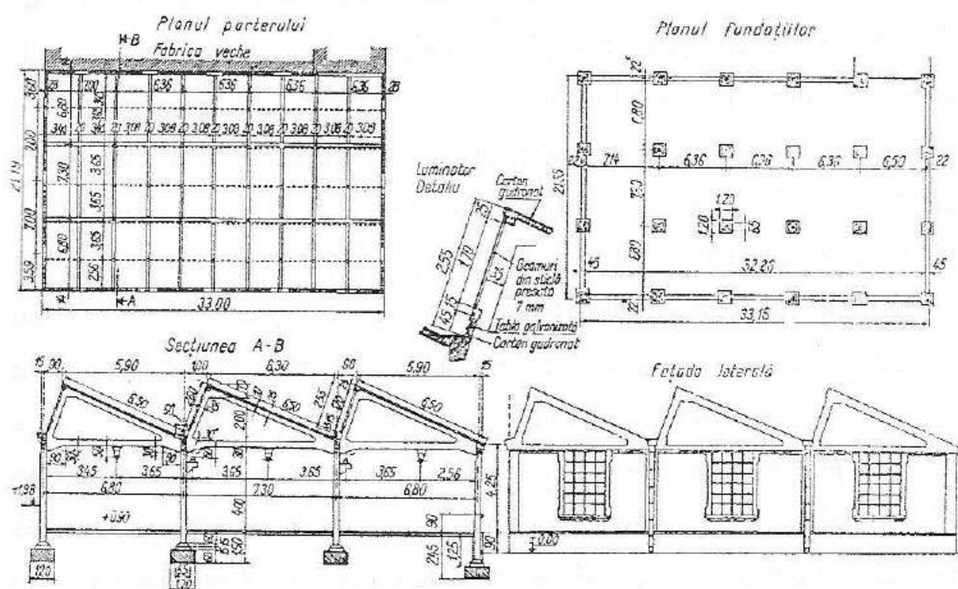


Fig. 3.13. Hale industriale cu acoperiş tip şed realizate în 1927-1928.

3.4.3. Hale cu acoperişuri din grinzi cu inimă plină

În acest sistem se utilizează structuri static determinate care corespund unor terenuri de fundare mai slabe. În sistemul constructiv grinzile sunt prefabricate pe care reazemă panele din beton armat prefabricat şi chesoanele prefabricate.

Astfel de hale industriale pot fi cu un nivel sau cu mai multe nivele.

Cadrele cu o deschidere se execută cu rigla superioară dreaptă sau în două pante, având o înclinaţie minimă de 5%. Cadrele cu riglă superioară dreaptă se fac atunci când acoperişul este de tip terasă. Stâlpii se realizează cu secţiune constantă, la clădirile cu importanţă redusă, şi cu secţiuni variabile, la construcţii importante, la care solicitările au valoare mare, iar secţiunile de beton armat ale structurii de rezistenţă urmăresc diagrama momentelor.

Rigla cadrului legată rigid cu placa are în regiunea momentelor încovoietoare pozitive secţiuni în formă de T pe porţiuni fără placă, în dreptul luminatoarelor, iar în zonele momentelor negative este considerată ca având secţiunea dreptunghiulară. La cadrele care nu sunt legate cu plăci trebuie să se ţină seama de posibilitatea de rulare a grinzii. Zonele de colţ ale cadrelor sunt cele mai solicitate.

Cadrele cu riglă frântă se realizează pe aceleaşi criterii ca şi cele cu riglă dreaptă. Ca şi la cadrele cu riglă dreaptă, zonele de colţ se tratează corespunzător preluării stării de efort local care apare. O atenţie deosebită trebuie acordată colţurilor intrânde ale cadrelor spre partea întinsă. Efortul de întindere din armături are o componentă care nu poate fi luată de etrierii obişnuiţi, ceea ce duce la fisurarea locală a betonului şi, uneori, chiar la distrugerea locală a capacităţii de rezistenţă. Acesta este şi motivul pentru care barele de armătură nu se execută cu unghiuri ascuţite, ci se adoptă o pantă limitată cu ancorarea acesteia în zona betonului comprimat. În multe situaţii, în aceste zone se preferă realizarea curbată a trecerii de la secţiunea stâlpului la cea a grinzii.



Fig. 3.14. Structură în cadre din beton armat monolit, cu secțiuni variabile.

Împingerea orizontală a cadrului este preluată prin frecarea fundației pe teren. La deschideri și încărcări mari se prevăd tiranți din beton armat între fundații, sub nivelul cotei pardoselii. Acești tiranți contribuie la centrarea sarcinii pe fundație.

La deschideri mari tiranții se montează și la cote superioare (deschideri mai mari de 21 m). De regulă, utilizând betonul armat în astfel de elemente se produce în timp fisurarea lor, fapt pentru care se recomandă pretensionarea acestora.

În funcție de importanța construcției, se pot utiliza și tiranți din bare de oțel rotund, cu diametrul de 12-20 mm. Este recomandat ca tiranților să li se dea o contrasăgeată cu valoare comparabilă cu a săgeții pe care o va lua tirantul sub sarcina proprie și utilă a întregului cadru.

În practică se utilizează structuri cu 2 sau mai multe deschideri.

Pentru construcții industriale, pentru depozite, magazii și alte tipuri de construcții se utilizează și structurile în cadre etajate.

Mărimea deschiderilor este, de regulă, impusă de exigențele tehnologice, iar a traveelor se consideră între 4,5 și 9 m.

Clădirile cu schelet din beton armat se prezintă ca un ansamblu de elemente orizontale și verticale legate rigid. La construcțiile la care trebuie păstrat un regim termic interior este necesară placarea elementelor de rezistență din beton armat (după cum se cunoaște, betonul armat este un izolator termic slab) cu cărămidă la partea exterioară sau cu un material termoizolant. Lipsa izolației termice la construcții cu schelet de beton armat supuse unor diferențe mari de temperatură între interior și exterior, în special pentru cele cu umiditate ridicată, pune în pericol sistemul de exploatare al clădirii, mărind riscul de degradare al elementelor.

Clădirile cu un singur rând de stâlpi interiori pot avea de la 12 la 15 m în lățime. Lățimea maximă este limitată de posibilitatea iluminării. În cazul a 3 sau 4 rânduri de stâlpi interiori, lățimea halei poate ajunge la 24-36 m.

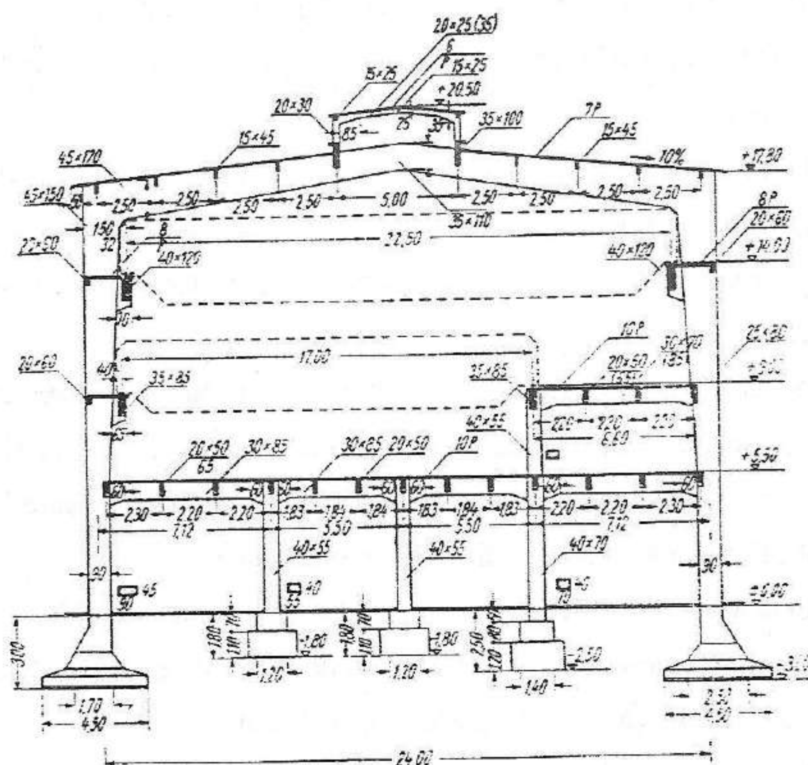


Fig. 3.15. Structură în cadre din beton armat monolit.

Închiderile exterioare se pot realiza din elemente prefabricate sau zidărie. Când distanța dintre stâlpii structurali este mare, se prevăd și stâlpi intermediari.

Construcțiile industriale întrec rareori 5-6 etaje. Cele cu un nivel sau cu mai multe nivele apar adesea în ansambluri mai complicate, având adăpostite la interior buncăre, silozuri, fierbătoare, rezervoare, poduri rulante etc.

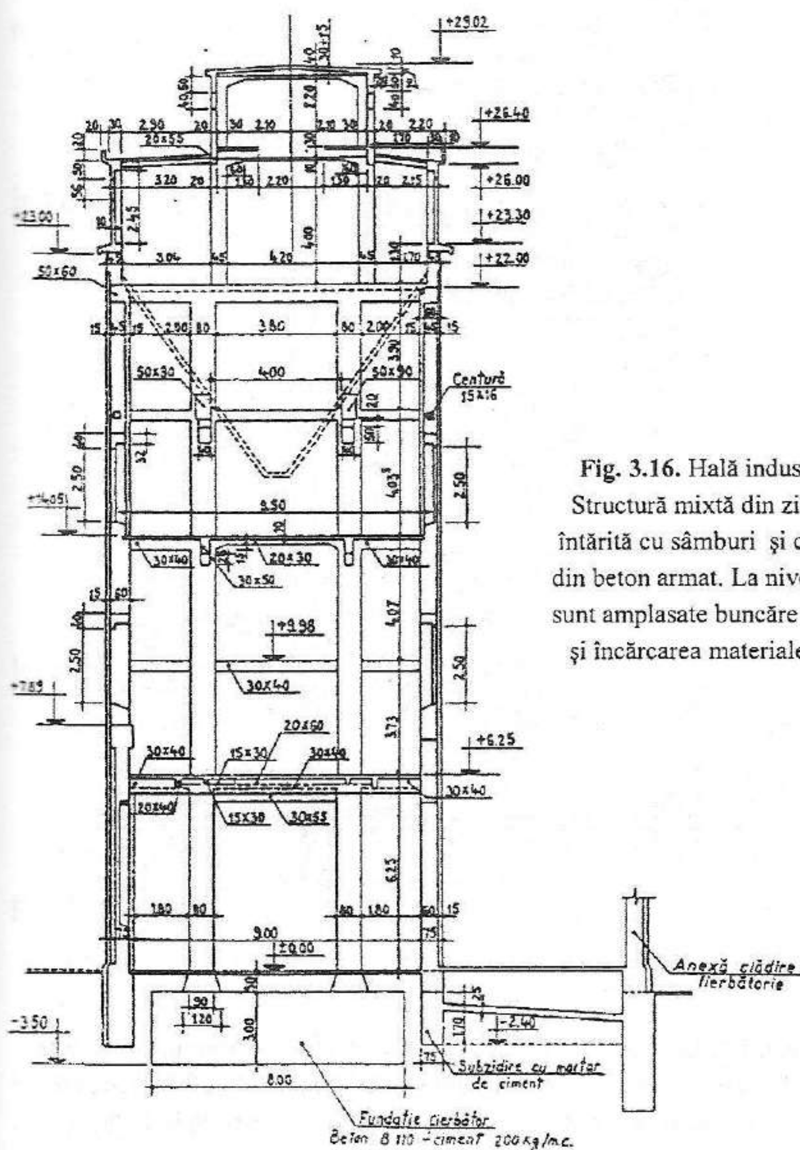


Fig. 3.16. Hală industrială etajată. Structură mixtă din zidărie portantă întărită cu sâmburi și centuri, planșee din beton armat. La nivelele superioare sunt amplasate buncăre pentru stocarea și încărcarea materialelor în turnuri.

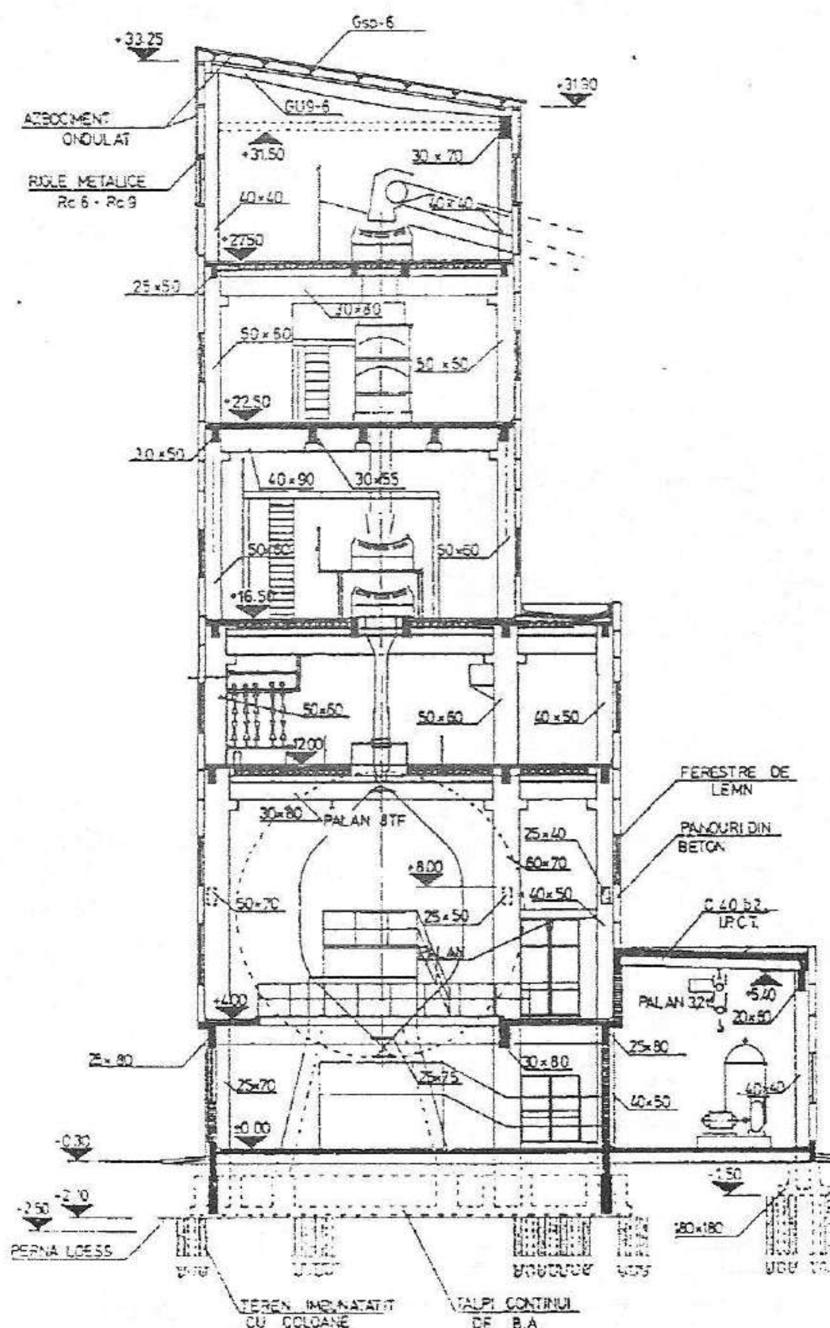


Fig. 3.17. Hală industrială etajată. Structură mixtă (monolit şi prefabricat) – planşeele de deservire şi înălţimea structurii sunt în conformitate cu cerinţele tehnologice ale proceselor de fabricaţie – secţiune transversală. Clădire executată în 1978.

3.4.4. Hale acoperite cu bolţi subţiri cu echilibru spaţial.

Soluţiile constructive de acoperire a construcţiilor industriale realizate din pânze subţiri din beton armat au o gamă largă de aplicabilitate.

Construcţiile pot avea bolţi transversale sau longitudinale. Pentru construcţii cu deschideri mari, această soluţie este mai economică.

Prin faptul că o boltă lucrează spaţial, starea de eforturi este foarte redusă şi rezultă grosimi necesare de numai câţiva centimetri.

Pentru deschideri mici, grosimea se alege constructiv, de 4-5 cm.

Avantajele pe care le prezintă utilizarea bolţilor subţiri la construcţii industriale sunt:

– permit amplasarea stâlpilor la distanţe mari;

– consumul de material este redus;

– suprafeţele sunt curate, uşor de întreţinut, cu aspect plăcut.

Dezavantajele soluţiei sunt:

– dificultatea realizării golurilor de trecere;

– amplasarea cu dificultăţi a luminatoarelor;

– adoptarea unor măsuri suplimentare pentru amplasarea sarcinilor localizate;

– dificultăţi în remedierea unor fisuri;

– tehnologia de execuţie este costisitoare prin suprafeţele mari de cofraj;

– preluarea apelor pluviale la clădiri cu mai multe deschideri ridică probleme;

– volum mare necesar a fi încălzit.

Pânzele subţiri, frânte, au în prezent o aplicabilitate restrânsă. În anumite condiţii, acoperişul din şeduri cu suprafeţe plane şi înclinări diferite poate fi considerat ca o suprafaţă frântă autoportantă. Sistemul este

foarte expresiv, cu condiţia ca aceste forme să fie lăsate în simplitate şi claritate.

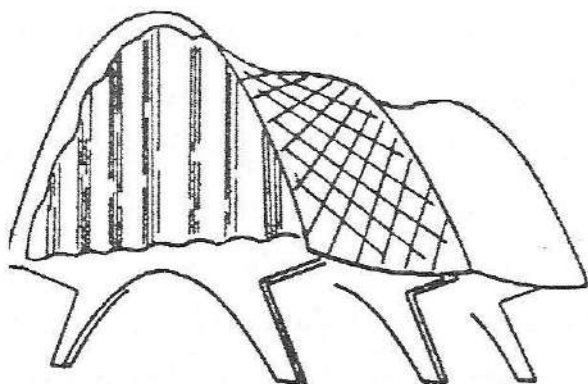


Fig. 3.18. Paraboloizi hiperbolici folosiţi la acoperişul unui laborator de cercetări pentru raze cosmice.

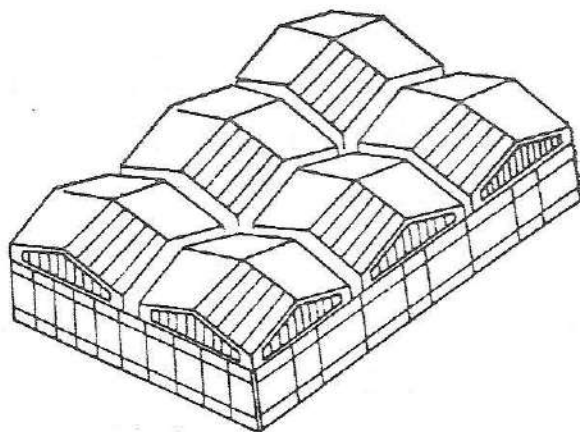


Fig. 3.19. Pânze subţiri pentru acoperiş în formă rectangulară cu coame frânte.

În ultima perioadă s-au realizat acoperişuri suspendate (ideea provenind din sistemul podurilor suspendate).

Soluţia este economică şi se aplică cu succes la construcţiile a căror deschidere este mai mică de 30 m, economicitatea acesteia derivând din utilizarea raţională a materialului.

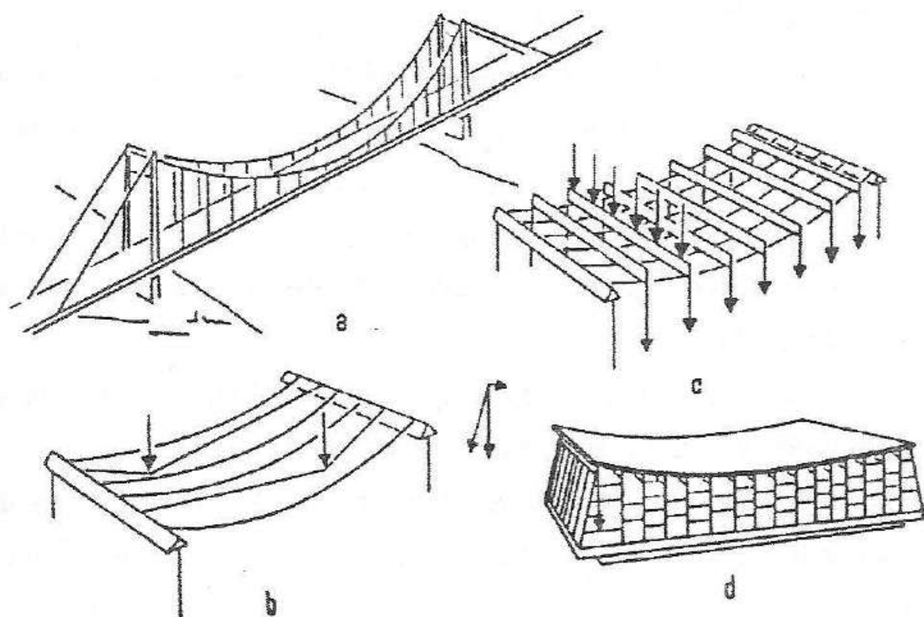


Fig. 3.20. Acoperişuri din cabluri suspendate:
a – analogia cu podurile suspendate; *b* – cabluri nesolidarizate lucrează diferit sub sarcină; *c* – cabluri solidarizate; *d* – acoperiş cu cabluri suspendate.

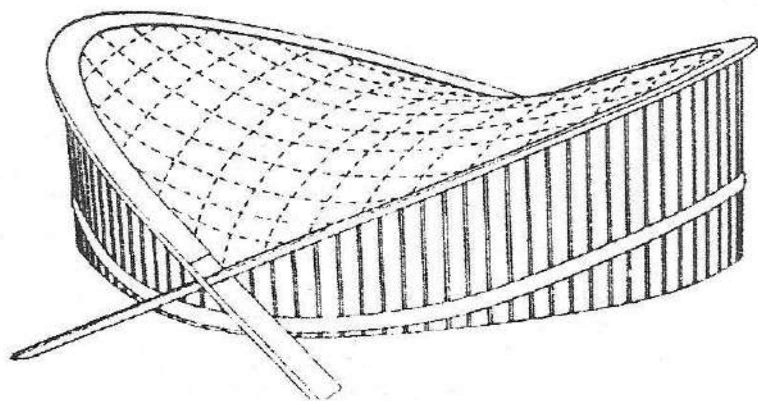


Fig. 3.21. Hală cu acoperiş din cabluri suspendate.

În general, pentru construcții cu deschideri cuprinse între 9 și 24 m, sunt necesare bolți cu grosime de 6-10 cm.

Starea de eforturi din bolți se determină prin teoria de membrană, iar calculului de rezistență i se adaugă problemele de voalare și stabilitate generală.

Deși sistemul de calcul – bazele teoriei – datează din 1828, primele pânze subțiri din beton armat s-au realizat în 1910, dar au început să se dezvolte din 1920.

Pânzele subțiri din metal s-au folosit cu prioritate la rezervoare, dar și la unele clădiri industriale (hala unei fabrici de automobile).

Pânzele subțiri s-au utilizat atât la acoperișuri șed cât și la o serie de construcții în forme variate de realizare (cilindrice, paraboloizi hiperbolici, conoizi).

Soluția constructivă prezentată pare să se îmbine cel mai bine cu plastica arhitecturală. Arhitectura industrială este legată, în primul rând, de natura proceselor tehnologice și de cerințele funcționale pe care le oferă fiecare construcție.

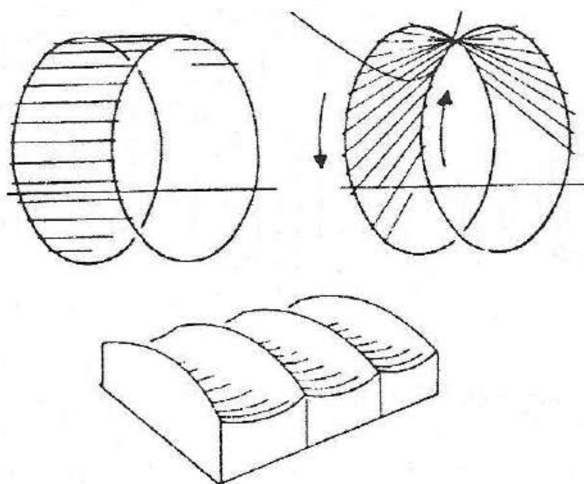


Fig. 3.22. Paraboloizi hiperbolici.

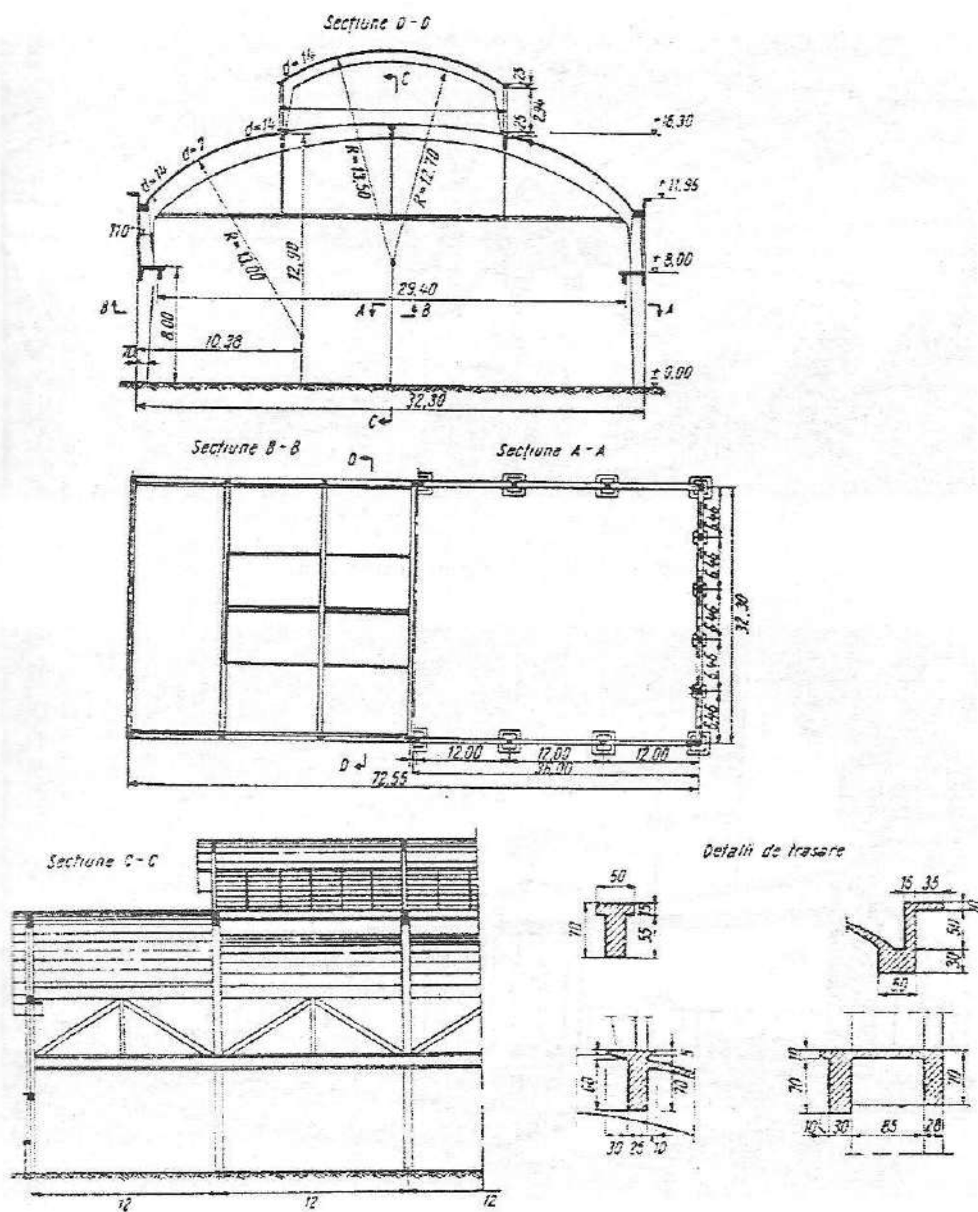


Fig. 3.23. Secţie de producţie – deschidere 31.5 m.
Pânză subţire cu simplă curbură.

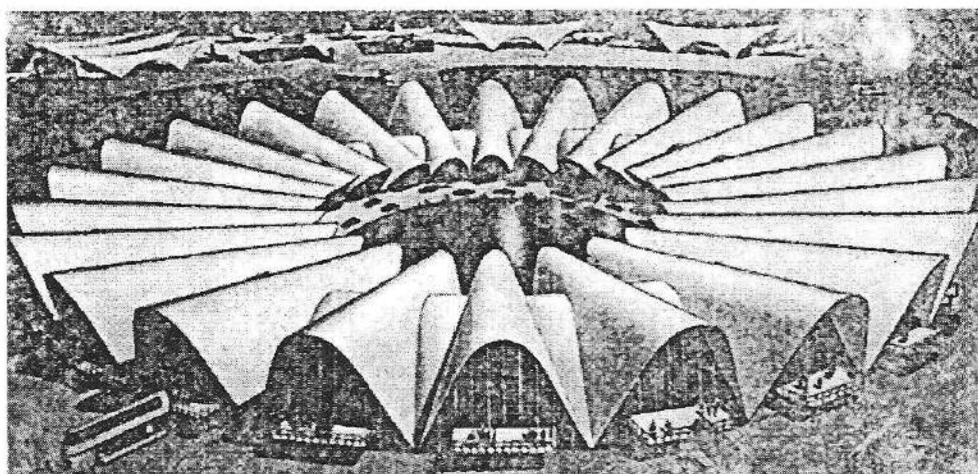


Fig. 3.24. Construcție cu pânze subțiri.

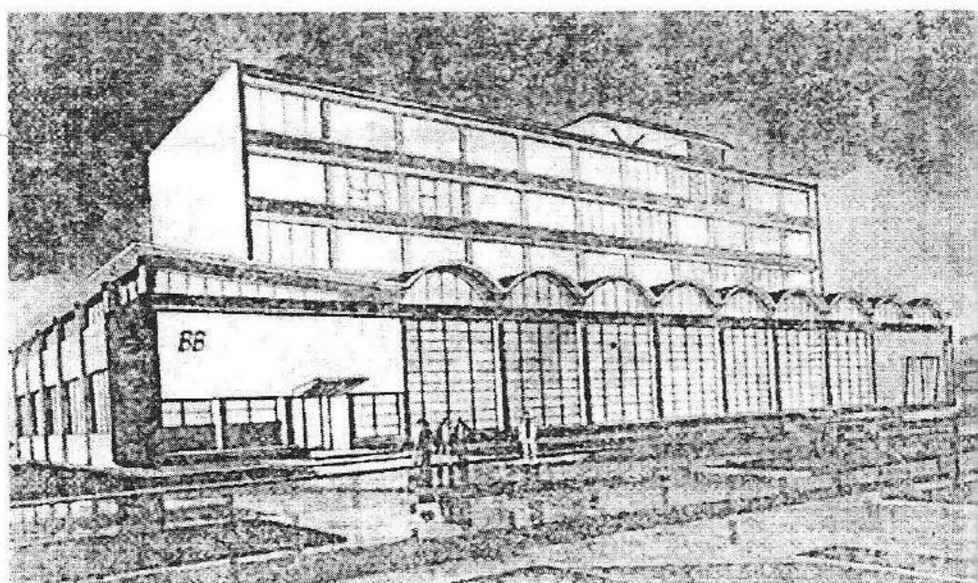


Fig. 3.25. Fabrica de Mase Plastice Timișoara.

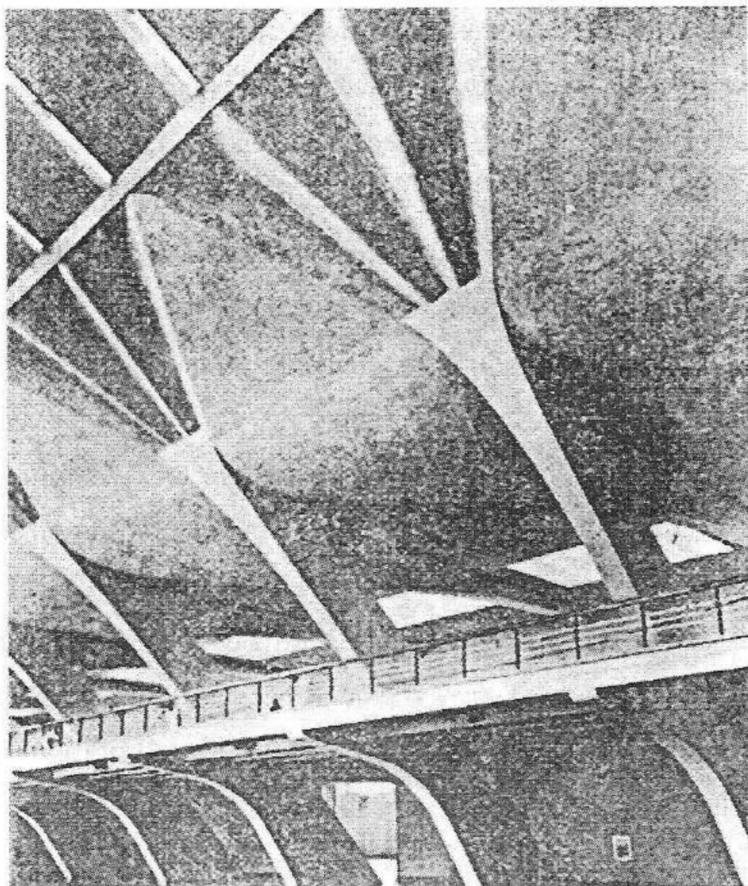


Fig. 3.26. Hală din beton armat a cărei expresie structurală amintește de arhitectura gotică.

3.4.5. Hale cu acoperișuri în arce din beton armat

Sistemul de acoperiş în arc pentru construcţii industriale urmăreşte rezolvarea problemei funcţionale şi de gabarit, asigurând o distribuţie cât mai raţională de material, fapt pentru care momentele încovoietoare trebuie să fie uniforme.

Practic, pentru construcţia arcelor folosite la acoperirea halelor industriale, curba arcului este un arc de cerc, care reazemă prin legături articulate. Sistemele utilizate sunt arce cu 2 sau 3 articulaţii. În practica ingineriei

construcțiilor se folosesc pe scară largă arcele cu tirant prefabricat. Tirantul se precomprimă pentru asamblarea elementelor prefabricate sau pentru preluarea eforturilor de întindere rezultate din efectul momentelor încovoietoare.

Arcele monolite din beton armat cu tirantul precomprimat sau ne-precomprimat sunt folosite la alcătuirea structurilor spațiale cu acoperișul realizat din pânze subțiri sau la construcții suspendate. Arcele prefabricate pot fi preturnate pe șantier sau pot fi din elemente prefabricate asamblate prin precomprimare.

În vederea reducerii săgeții tirantului sub efectul greutății proprii și a momentului încovoietor, acesta se suspendă de arc prin intermediul unor montanți (metal sau beton armat). Rigiditatea la încovoiere a acestor montanți trebuie să fie neînsemnată, pentru a nu provoca din efectul deplasărilor nodurilor momente încovoietoare și forțe tăietoare în arc, modificând starea de eforturi considerată în faza de proiectare.

Arcele utilizate la acoperirea halelor industriale cu forma unor arce de cerc au săgeată cel mult egală cu 1/10 din deschidere.

Pentru arce cu săgeți mari, (1/4 – 1/2) din deschidere, se recomandă a se adopta forma parabolică de ordinul doi.

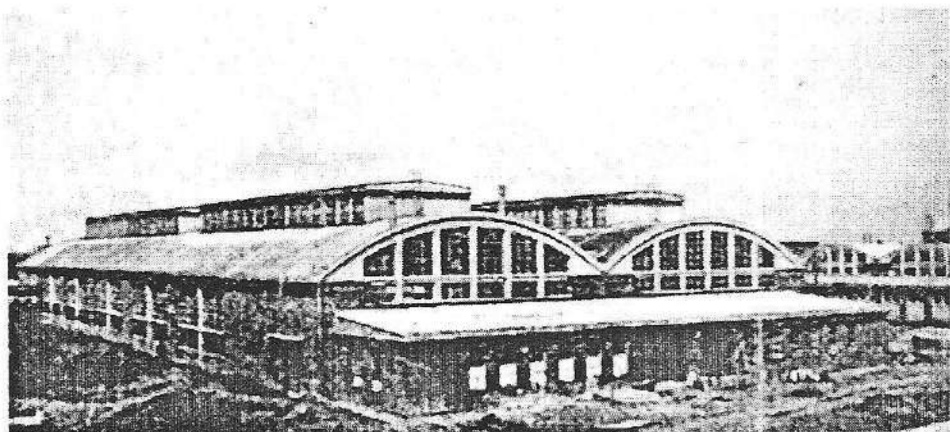


Fig. 3.27. Fabrica de Cauciuc Jilava. Corp de fabricație.

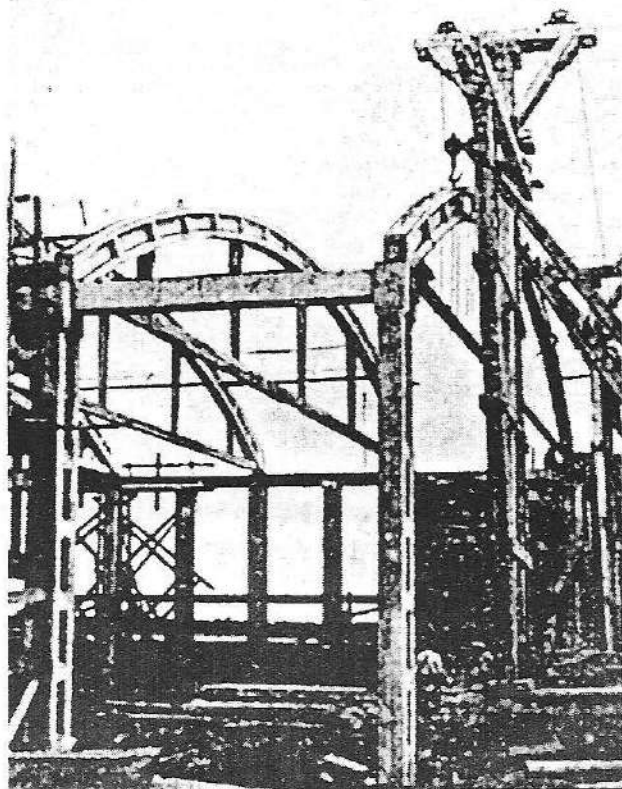


Fig. 3.28. Schelet de rezistență. Imagine din timpul montajului.

3.4.6. Hale cu acoperiș din grinzi cu zăbrele

O soluție utilizată în special pentru construcții industriale cu deschidere de peste 18 m la realizarea sistemului de acoperiș este grinda cu zăbrele din metal sau din beton armat.

Se precizează faptul că dintre grinzile din beton armat, cele economice sunt prefabricate, asamblate prin precomprimare. În comparație cu arcele, grinzile cu zăbrele apar mai raționale când sarcinile exterioare sunt nesimetrice sau sunt aplicate în noduri, pe talpa inferioară a sistemului.

În figura de mai jos se pot observa tipurile de ferme cu zăbrele utilizate la acoperișul halelor industriale.

Fig. 3.29. Ferme și grinzi – arc executat din panouri prefabricate asamblate prin precomprimare.

Fig. 3.30. Secțiune transversală prin hală etajată, cu grinzi de acoperiș cu zăbrele.

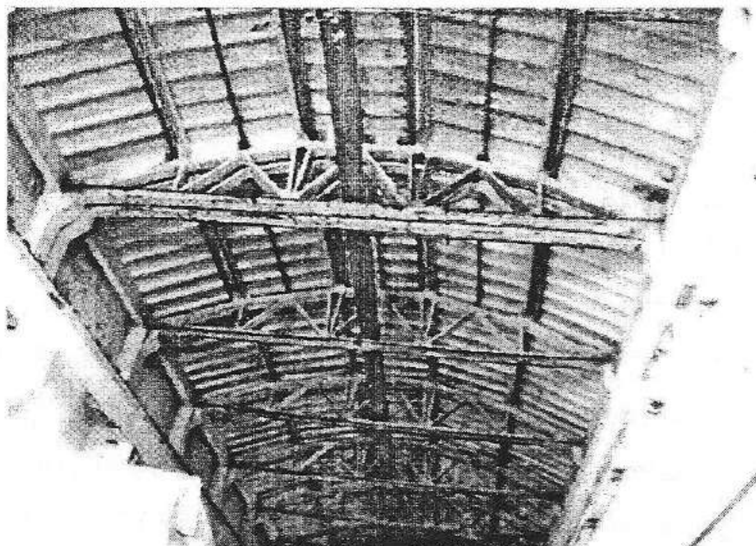


Fig. 3.31. Vedere ansamblu acoperiş.

3.4.7. *Hale industriale cu structură prefabricată*

Acoperirea marilor hale industriale cu elemente prefabricate constituie o soluţie cu avantaje deosebite din punct de vedere economic şi al perioadei de realizare. Aceste acoperişuri îşi pierd din monolitismul clasic şi nu realizează aceeaşi rigiditate de nod ca cele monolite.

Cadrele prefabricate se alcătuiesc din elemente de diferite forme.

Forma elementelor este determinată atât de posibilităţile tehnologice de execuţie cât şi de cele de realizare a legăturilor între elementele componente. Pentru sporirea capacităţii de rezistenţă a cadrelor prefabricate la sarcini orizontale pot fi executate ulterior legături suplimentare, obţinute prin turnarea unor diafragme rigide din beton armat sau prin introducerea unor diagonale sub forma unor elemente prefabricate.

Elementele prefabricate se îmbină prin piese metalice sudate, prin suprapunerea armăturilor sau prin sudură şi apoi se monolitizează sau se precomprimă.

Sistemele de cadre precomprimate sunt: cadre din beton armat monolit, articulate, precomprimate, cadre precomprimate alcătuite din stâlpi și rigle prefabricate, cadre precomprimate alcătuite din bolțari prefabricați, asamblați prin precomprimare.

Calculul cadrelor prefabricate, precomprimate, prezintă o serie de particularități legate de următoarele aspecte:

– traseul armăturilor pretensionate se alege astfel încât eforturile unitare de compresiune date de forțele de precomprimare să fie cât mai apropiate de cele de întindere rezultate din calculul cadrului la forțe exterioare;

– efortul de precomprimare predomină în rigle și în tiranți, deoarece în acestea apar eforturi de întindere importante;

– efectul precomprimării acestor elemente se transmite și la stâlpi, când precomprimarea a fost realizată după ce legătura din nod a fost executată. Cu cât rigiditatea unui stâlp este mai mare, cu atât și solicitările care iau naștere în stâlpi din efectul precomprimării sunt mai mari. În unele cazuri, pentru a reduce eforturile din stâlpii cu rigiditate mare, se reduce gradul de nedeterminare al sistemului. În acest scop, se introduc legături articulate în dreptul rezemării lor pe fundații.

3.4.8. Hale industriale metalice

Construcțiile industriale, pentru a corespunde scopului pentru care se realizează, trebuie să satisfacă un ansamblu de condiții, dintre care relevante sunt:

– condiții de ordin tehnic (siguranță, durată de utilizare);

– condiții cerute de exploatare (satisfacerea exigențelor proceselor de producție, grad ridicat de adaptare la modificări ulterioare impuse de procesul tehnologic, întreținere ușoară);

– condiţii economice (consum redus de material, volum de muncă redus, cost redus);

– condiţii de amplasament.

În domeniul construcţiilor industriale sunt situaţii în care metalul se impune, generat de:

– deschideri mari ale halelor;

– elementele de construcţie sunt supuse la acţiuni dinamice şi vibraţii;

– halele industriale au poduri rulante în regim de lucru greu, foarte greu şi continuu – grinzile podului rulant fiind amplasate la înălţimi mari;

– regimul de temperatură creează condiţii inadmisibile pentru beton armat;

– agresivitatea chimică este periculoasă pentru beton armat;

– construcţiile sunt amplasate pe terenuri deformabile;

– construcţiile conţin sau transportă lichide, gaze, produse petroliere la presiuni mari.

Construcţiile din această categorie pot fi:

– construcţii din domeniul siderurgiei (hale pentru oţelării, turnătorii, laminoare, furnale etc.);

– construcţii pentru industria constructoare de maşini, industria chimică, industria aluminiului, industria energetică;

– construcţii etajate folosite pentru sectoare de producţie care suportă utilaje grele, cu producere de vibraţii;

– construcţii de rezervoare, buncăre, recipiente de presiune supuse la presiuni mari, temperaturi ridicate, agresivitate chimică;

– construcţii industriale amplasate pe terenuri dificile de fundare, construcţia metalică fiind mai uşoară;

– hale industriale în care procesele tehnologice se pot modifica la intervale de timp – implicaţiile asupra structurii metalice fiind mai uşor de soluţionat comparativ cu structura din beton armat.

Din analiza situațiilor prezentate precum și a caracteristicilor materialelor constitutive, se poate aprecia că metalul prezintă o serie de calități, printre care amintim:

– oțelul are rezistențe mecanice mari;

– metalul are o comportare similară la eforturi de întindere și de compresiune;

– gradul de prefabricare al structurilor este ridicat;

– construcțiile metalice se pot consolida ulterior mai ușor sau pot fi modificate fără implicații majore;

– metalul are o comportare mai sigură la solicitări cu vibrații sau șocuri rezultate din funcționarea utilajelor;

– se pot deforma în anumite limite, fără să apară fisuri;

– prezintă un grad ridicat de recuperare, atunci când se pune problema desființării unei construcții metalice.

Totuși, față de calitățile prezentate mai sus, sunt de reținut și o serie de dezavantaje:

– construcțiile metalice sunt supuse coroziunii, fapt pentru care, în condiții de exploatare specifice, necesită protecție anticorozivă;

– construcțiile metalice impun inspectare periodică, pentru constatarea și eliminarea deficiențelor apărute;

– construcțiile metalice sunt vulnerabile la incendiu – la temperaturi de peste 400 °C, oțelul își pierde calitățile de rezistență, deformațiile devenind foarte mari.

Dar nu trebuie să neglijăm că betonul armat, ca și metalul, prezintă atât avantaje cât și dezavantaje. Important este ca soluția constructivă în contextul condițiilor de exploatare să îndeplinească exigențele maxime.

Elementele componente structurilor industriale metalice sunt: structura de rezistență, șarpanta acoperișului, contravântuiri, atât orizontale cât și verticale, fundații, căi de rulare, portale de frânare, platforme, scări.

Elementele care asigură conlucrarea spațială sunt: contravântuiri în planul acoperișului transversal, contravântuiri în planul acoperișului longitudinal, contravântuiri verticale pe șirurile longitudinale ale stâlpilor.

Structura de rezistență a unei hale industriale metalice poate fi organizată transversal sau longitudinal. Din punct de vedere constructiv, o structură industrială metalică transversală este realizată din stâlpi și grinzi.

Grinzile pot fi ferme sau secțiuni pline. Structurile pot fi cu forme diverse, cu rigle prinse rigid de stâlpi sau articulat, cu formă tip șed, cu grindă cu zăbrele etc.

În cazul halelor fără mijloace de transport și ridicare, la deschideri de până la 24 m se pot utiliza stâlpi și grinzi metalice formând cadre.

La halele industriale cu mijloace de transport și ridicare, stâlpii sunt mai înalți, atingând chiar 14-18 m și, uneori, și mai mult.

O structură rațională se poate obține fixând grinzile de rulare de talpa inferioară orizontală.

La halele industriale cu poduri rulante a căror capacitate este mai mică de 20 t sau chiar 32 t, stâlpii se prevăd cu console, iar pentru poduri rulante cu capacitate mai mare, stâlpii se realizează în trepte pentru ca grinda de rulare să rezeme direct pe secțiunea stâlpului.

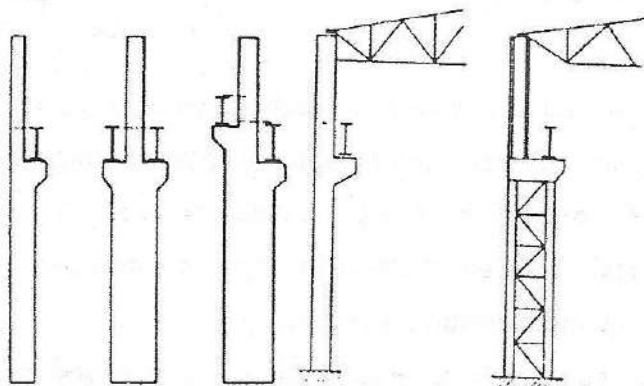


Fig. 3.32. Secțiuni de stâlpi metalici.

Stâlpii în general sunt încastrați în fundație. La halele cu o singur deschidere, fermele pot fi legate rigid sau articulat de stâlpi, pe când la hal cu mai multe deschideri se pot folosi ferme continue, legătura cu stâlpi fiind de preferință articulată.

La multe hale industriale se folosesc la aceeași deschidere podur suprapuse, având căi de rulare dispuse la diferite cote.

La unele hale industriale, în afara podurilor rulante se folosesc și macarale în consolă. Structura de rezistență a acestor hale se deosebește de celorlalte prin alcătuirea stâlpilor, care trebuie să susțină și grinzile căilor de rulare ale macaralelor în consolă.

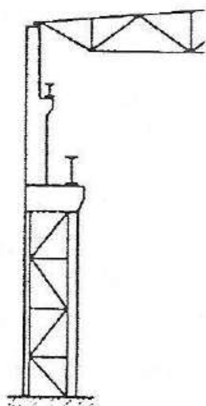


Fig. 3.33. Hală cu poduri rulante suprapuse.

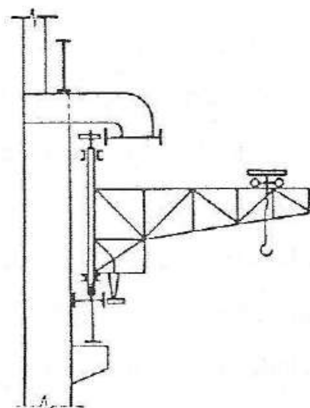


Fig. 3.34. Stâlpi pentru hale cu macaralele în consolă.

Halele cu structură în cadre cu secțiune plină își găsesc aplicabilitat când în hala industrială se folosesc mijloace de ridicat și transportat.

Astfel de structuri, în general, au deschideri de 18-24 m, dar, uneori pot avea și mai mult. La structuri în cadre la care stâlpii sunt putern solicitați, se vor utiliza oțeluri superioare.

Grinzile cu zăbrele reprezintă soluția cel mai des întâlnită la hal industriale. Grinzile cu zăbrele se execută în variante multiple.

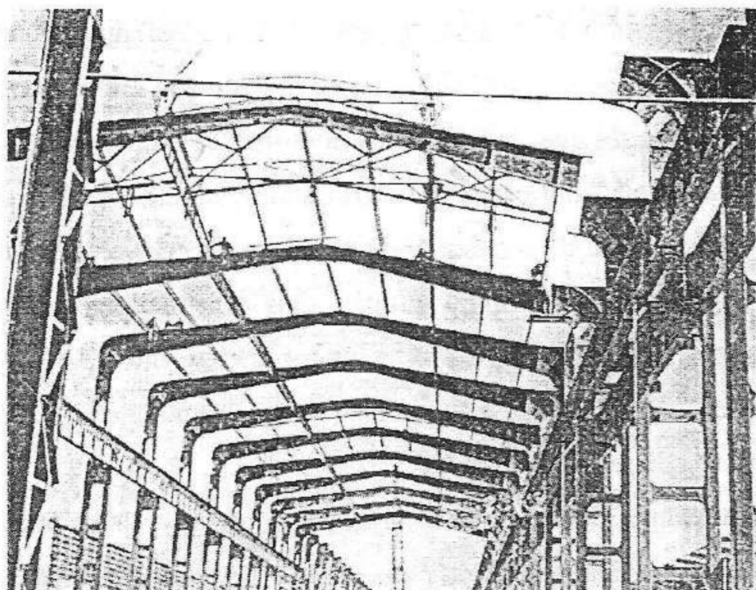


Fig. 3.35. Cadre metalice. Partea superioară cu inimă plină.

Fermele care intră în alcătuirea şarpantei acoperişului pot fi: triunghiulare, trapezoidale, poligonale sau cu alte forme speciale.

Forma fermei se alege având în vedere: tipul învelitorii, panta, aşezarea panelor, tipul luminatorului, felul încărcării etc.

Fermele triunghiulare sunt folosite la hale cu pantă mare şi de obicei neizolate termic (tablă cutată, azbociment ondulat) – este cel mai vechi tip de fermă.

La înclinări mici, fermele trapezoidale sunt cele mai întâlnite în cazul acoperişurilor cu pantă mică. Acestea pot fi legate articulat de stâlpi sau rigid. Sistemul de zăbrele al fermelor are influenţă asupra consumului de oţel, aspectului, volumului de muncă etc. Ca sisteme de realizare sunt: tip montanţi, tip diagonale sau mixt.

Stâlpii sunt, de regulă, încastraţi în fundaţie, exercitându-se solicitări de încovoiere importante. Când stâlpii au secţiune plină şi solicitări mici, baza este formată dintr-o placă orizontală cu suprafaţa necesară transmiterii eforturilor (grosimea minimă a plăcii este de 30 mm). Când stâlpii sunt

solicitați de eforturi importante și când placa rezultă din calcule a avea dimensiuni mari, atunci se vor amplasa nervuri pentru rigidizare.

La construcția unei hale metalice industriale, oricare ar fi mărimea și importanța acesteia, sunt necesare contravântuiri. Contravântuirile iau forțele transversale structurii de rezistență, când elementele acestora au o dezvoltare plană în sens vertical. Contravântuirile dau construcției halei rigiditatea necesară. Acestea pot forma reazeme pentru unele elemente de construcție, contribuind la o comportare mai avantajoasă a acestora (stâlpii frontoanelor, stâlpii intermediari din fațadă).

Contravântuirile se prevăd în principal în următoarele poziții: la nivelul și în planul acoperișului în sens transversal, longitudinal, contravântuiri care asigură conlucrarea spațială.

În ultima perioadă se realizează hale metalice prefabricate, utilizând sisteme complete, modulare.

Acestea oferă maximă flexibilitate. Sistemele de clădiri metalice pre-uzinate ZAMIL STEEL sunt realizate cu tehnologie și echipament americane.

Structurile metalice optimizate sunt de tip HARLEY Systems:

– elementele principale de structură (stâlpi, grinzi, cadre), din profile tip „I", cu rezistența minimă de 34,5 kN/cm^2, sunt realizate prin sudură din tablă de oțel 50 de înaltă rezistență, conform normelor ASTM-A 572. Sistemele de contravântuiri constau din profile de oțel de înaltă rezistență;

– elementele secundare de structură (pane de acoperiș, grindă de streașină, rigle pentru pereți etc.), cu rezistență minimă de 34,5 kN/cm^2, sunt realizate din profile galvanizate de tip „Z" și „C", prelucrate la rece din oțel 50 de înaltă rezistență, conform ASTM - A 607;

– clădirile sunt dotate cu învelitori și închideri laterale moderne, din foi de tablă cutată alu-zincată și vopsită, termoizolate cu vată minerală, sau cu panouri termoizolante tip sandvici, de înaltă calitate;

– clădirile ZAMIL STEEL au înălțimi utile de până la 30 m și deschideri între stâlpi de până la 80 m, lățimea maximă a halei ajungând la 320 m. Lungimea maximă. a halei este determinată de standardele în vigoare, traveea optimă variind între 6,00 și 9,00 m. Panta optimă a acoperișului variază între 0,7/10 și 1/10.



Fig. 3.36. Hală metalică DAF Arad.



Fig. 3.37. Sediu și fabrică Grup FRIGOGLASS București.

3.4.9. Hale industriale cu structură din lemn lamelar

Structurile din lemn pentru hale industriale se realizează din cadre lamelate sau arce și sunt recomandate pentru deschideri de 12-24 m. În general, schema statică este caracteristică structurii cu trei articulații. Astfel de structuri se recomandă a fi utilizate la depozitele pentru îngrășăminte chimice. Atât cadrele cât și arcele cu 3 articulații reazemă pe fundații din beton armat. Rigiditatea spațială a structurilor din cadre și arce din lemn se realizează prin contravântuiri sau prin astereală dublă încrucișată.

Structuri cu arce. Arcele din lamelate de lemn încleiat, cu rezemare pe stâlpi, mai rar pe pereți portanți, cu săgeată de 1/5-1/8 din deschidere, se realizează industrial, sub următoarele forme:

- cu talpa superioară din elemente liniare, cu deschidere de 9-12,0 m;
- cu talpa superioară curbă, cu deschidere de 12-24,0 m.

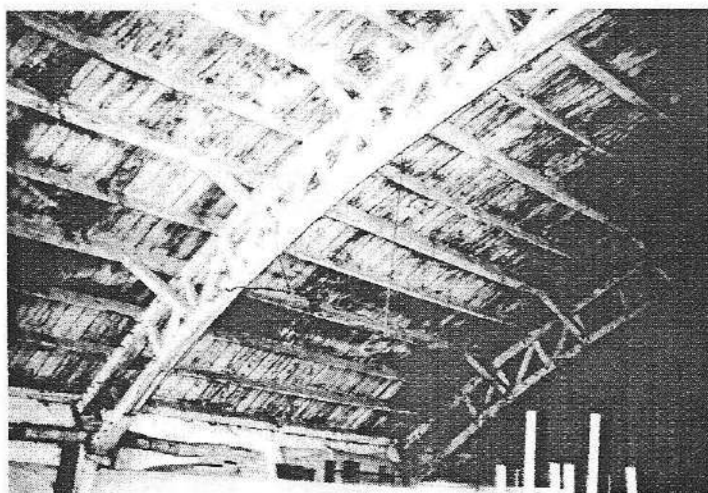


Fig. 3.38. Structură constructivă din lemn.

Structuri cu ferme cu zăbrele. Au fermele cu talpa superioară curbă și diagonalele din bare lamelare de lemn, iar talpa inferioară și montanții, din profile de oțel.

Forma tălpii superioare se adoptă apropiată de curba de presiune din încărcarea uniform distribuită, pentru obţinerea unor eforturi mici în barele zăbrelelor şi, prin aceasta, simplificarea soluţiilor de îmbinare la noduri.

Elementul de rezistenţă din lemn lamelar încleiat, de fapt este un element de construcţie la care atât lungimile cât şi secţiunile realizate pot diferi cu mult faţă de dimensiunile obişnuite ale lemnului, pot fi liniare sau curbe, uneori cu curburi multiple în plan sau chiar în spaţiu.

Depăşirea lungimilor curente se obţine prin înnădirea cap la cap a lamelelor componente; în lăţime se poate înnădi la fel, iar înălţimea secţiunii se poate realiza printr-un număr adecvat de lamele componente. Prin lipire cu un adeziv de calitate şi prin presare pe timpul întăririi adezivului, se obţine forma finală a elementului de construcţie. Dacă tiparul în care se realizează elementul este liniar, elementul obţinut va fi liniar, iar dacă se creează un tipar curb, bineînţeles şi elementul realizat va prelua forma curbă a tiparului.

În timpul realizării acestor elemente nu este nevoie de a se utiliza nici aburirea, nici tratament termic pentru material, forma impusă de tipar fiind garantată de adezivul utilizat.

Materialul lemnos utilizat este molidul sau bradul roşu (*Pinea excelsa*), dar numai acel lemn care a crescut în condiţii vitrege; inelele anuale de creştere fiind foarte apropiate, lemnul este uniform şi foarte dens, de aceea se recomandă cherestea adusă din Siberia, unde condiţiile de dezvoltare a masei lemnoase sunt foarte vitrege.

Adezivul, răşina sintetică, este rezistent la apă, la vapori de apă, chiar şi la fierbere, face faţă tuturor condiţiilor la care este expusă structura de lemn, fără a fi dăunător sănătăţii.

Datorită înnădirii în lung a lamelelor componente şi eliminării defectelor lemnului cu ocazia îmbinării cap la cap a lamelelor, se obţine un nou

material lemnos, mult mai omogen faţă de lemnul obişnuit, fără vătămări şi fisurări de-a lungul elementului, fenomen atât de frecvent la lemnul obişnuit.

Elementele de lemn lamelar încleiat, încă din faza de proiectare, se dimensionează ţinând cont de prescripţiile PSI, adică stabilind grosimea materialului care să poată arde, până la venirea pompierilor, fără a periclita rezistenţa şi stabilitatea construcţiei respective. Lemnul se poate trata şi cu materiale de întârziere a aprinderii sau cu soluţii antiseptice care nu permit apariţia putrezirii şi a dăunătorilor.

Structurile din lemn lamelar încleiat, în caz de incendiu, se comportă în mod controlat şi, în cazul secţiunilor de lemn mai mari, nu îşi pierd capacitatea lor de rezistenţă, permit evacuarea bunurilor aflate în spaţiul acoperit, situaţie care nu se constată la construcţiile metalice; metalul ajuns la cca. 600 °C se deformează într-un mod necontrolabil şi nu permite salvarea bunurilor, fiind pericol real de prăbuşire a structurii în orice moment.

Lemnul, faţă de factorii corozivi, se comportă bine şi, în dese cazuri, mai bine decât structurile similare din oţel sau chiar din beton armat.

Este recomandată utilizarea structurilor din lemn lamelar la depozite de sare sau de îngrăşăminte chimice, iar în cazul sălilor de sport sau al piscinelor, unde atmosfera umedă este predominantă, aceste structuri se utilizează cu succes. Sigur, trebuie avută grijă ca să se asigure o ventilaţie naturală adecvată acestor structuri, astfel încât vaporii de apă care ar putea condensa pe structura de lemn să fie eliminaţi. Nu se recomandă utilizarea structurilor chesonate, la care evacuarea prin ventilaţie a condensatului este dificilă sau imposibilă.

Montajul structurilor din lemn lamelar încleiat este simplă, nu necesită macarale speciale şi, prin utilizarea pieselor metalice de îmbinare, se realizează articulaţii corecte şi simplu de realizat. Se pot acoperi deschideri mari, de până la 70 m, iar aportul estetic al unor asemenea structuri depăşeşte posibilităţile urbanistice ale structurilor din beton armat sau metal.

4.

CLIMATUL INDUSTRIAL

4.1. Elemente generale

Climatul industrial este dependent atât de tehnologia utilizată cât şi de aptitudinile funcţionale ale clădirilor. Unele tehnologii viciază climatul prin degajări de praf, gaze, umiditate etc. Problema esenţială este de a asigura condiţii tehnice desfăşurării proceselor de producţie şi activităţii umane. Ansamblul acestor exigenţe formează climatul industrial. Referitor la criteriile pe care trebuie să le asigure climatul industrial, acestea sunt:

- temperatura, umiditatea, ventilaţia;
- lumina, culorile;
- zgomotul;
- vibraţiile.

Temperatura, umiditatea, ventilaţia. Temperatura este un factor esenţial care influenţează climatul industrial. Schimbul de căldură care intervine în activitatea industrială între corpul uman ($t < 37°C$) şi mediul înconjurător trebuie reglat şi cu efortul depus. Într-o încăpere în care oamenii lucrează stând pe loc, temperatura este de 16°C. În măsura în care eforturile fizice cresc, temperatura încăperii poate să scadă la 8...10°C. Pentru a putea fi reglată temperatura în mediul industrial, este necesar a fi asigurat un sistem de climatizare corelat cu activitatea depusă.

În orice caz, trebuie evitată etapa creării punctului de rouă. Încălzirea halelor industriale se realizează prin convecție, radiație sau aer cald.

Umiditatea este un factor important, care intervine în climatul industrial. Umiditatea relativă este raportul dintre conținutul real de vapori de apă di aer și conținutul maxim de saturație la aceeași temperatură și în aceleaș condiții de presiune. Sunt sectoare de industrii care reclamă condiții d umiditate speciale, cum ar fi:

- țesătorii de bumbac: $u = 60\%$;
- filaturi de lână: $u = 80\%$;
- fabrici de țigarete: $u = 65\%$.

În alte industrii, prin procesul de fabricație se produc degajări d vapori care măresc umiditatea. În încăperile în care procesul de fabricați este condiționat de umiditatea ridicată, se pun probleme privind protecți muncitorilor, împiedicarea depunerii aburului pe elementele de construcți echipamente electronice.

Ventilația este crearea atmosferei interioare confortabile. Aceasta s poate face natural sau forțat.

O importanță deosebită pentru confortul oamenilor o are viteza cu ca se deplasează aerul. O viteză mai mare de 7 m/s devine defavorabilă pent sănătatea oamenilor. În multe industrii, se pun probleme deosebite privin asigurarea exigențelor climatice (industria confecțiilor, industria chimic industria celulozei și hârtiei etc.).

Lumina și culorile. Acestea reprezintă elemente care intervin determinarea climatului industrial. Iluminarea încăperilor industriale poate naturală sau artificială. Într-o încăpere industrială, iluminarea E, în lucși (lx se măsoară pe un plan orizontal situat la 0,85-1 m deasupra pardoselii.

Iluminarea naturală a unei construcții industriale se face prin ferest amplasate în pereții laterali sau prin luminatoare. Valoarea iluminării interioa

depinde de mărimea ferestrelor, poziţia şi înclinarea lor, natura şi gradul de curăţenie etc. Orientativ, raportul dintre aria ferestrei şi aria pardoselii poate constitui un criteriu de comparaţie pentru diferite industrii:

- oţelării: 10%;
- ateliere mecanice: 10-15%;
- filaturi: 10-15%;
- vopsitorii: 10-20%;
- laboratoare: 25-30%.

Legat de acest aspect, există o corelare între înălţimea construcţiei şi lăţime, atunci când ferestrele sunt amplasate pe o parte sau pe ambele părţi ale construcţiei. Când $L \leq 2h$, ferestrele sunt pe o singură parte, iar când $L \geq 4h$, ferestrele sunt pe ambele părţi. În cazul în care deschiderea halei este mare, se utilizează şi iluminarea prin acoperiş (luminatoare, lanternouri, şeduri). Iluminatul artificial se foloseşte ca o completare a iluminatului natural.

Noţiunea de culoare este legată de cea de iluminare. Culoarea rezultă din perceperea de către ochi a părţii de flux luminos care cade pe un obiect şi care nu a fost absorbit de către acesta, fiind reflectat şi recepţionat de către ochi. Alegerea culorii trebuie să determine un mediu ambiant pentru utilizator.

Zgomotul. Este un amestec de sunete simple care dau senzaţie neplăcută. Nivelul sonor se măsoară în decibeli [dB]. Pentru diferitele situaţii, nivelul sonor poate fi:

- stradă liniştită: 20-50 dB;
- stradă cu circulaţie mare: 75 dB;
- sală cu maşini dactilo: 60-70 dB;
- sală cu ciocane pneumatice: 110 dB;
- atelier de nituit: 110-130 dB;
- turboreactor: 140-150 dB.

Zgomotul are o influență dăunătoare asupra sănătății oamenilor. Zgomotele devin supărătoare când nivelul lor depășește 80 dB. Începând cu nivelul de 120 dB, zgomotele produc leziuni, iar peste 140 dB produc leziuni foarte grave. Protecția contra zgomotului se poate face prin:

– acționarea directă asupra sursei de zgomot;

– atenuarea transmiterii zgomotului în atmosferă;

– amortizarea zgomotului.

Vibrațiile. Acestea pot fi corectate prin înlăturarea cauzelor care le produc și prin interpunerea unor materiale izolatoare. Calitățile elastice ale materialelor izolatoare de vibrații mecanice sunt caracterizate prin: rigiditate, modul de elasticitate, factor de disipare (factor ce caracterizează capacitatea de disipare a energiei vibrațiilor mecanice corespunzătoare unui sistem oscilant masă - element elastic), viteza de disipare.

4.2. Ventilarea naturală și artificială a halelor industriale

În construcțiile industriale există o serie de condiții care contribuie la vicierea aerului. Vicierea aerului are loc sub acțiunea unor factori fizici sau chimici.

Principalii factori nocivi sunt: temperatura ridicată, radiațiile de căldură, gradul de umiditate, curenții de aer, praful industrial, gazele și vaporii toxici.

Temperatura ridicată este caracteristică industriilor ale căror procese tehnologice se desfășoară cu degajări importante de căldură. Uneori, și în atelierele greșit proiectate din punct de vedere al ventilării, temperatura poate atinge în timpul verii 40...50°C, chiar fără a exista un proces tehnologic însoțit de degajări de căldură. Pentru ca randamentul muncitorilor să nu sufere, este necesar ca temperatura din interiorul clădirilor industriale să se

mențină între anumite limite care depind de felul muncii, urmărindu-se, în general, ca temperatura aerului înconjurător să fie cu atât mai scăzută cu cât munca este mai grea.

Pentru munci ușoare se recomandă o temperatură cuprinsă între 18 și 22°C, pentru munci de greutate mijlocie se cere o temperatură de numai 14...17°C, iar pentru munci grele se cere o temperatură de 10...14°C.

Radiațiile de căldură mari din halele industriale distrug sănătatea oamenilor și au o influență nefavorabilă asupra atmosferei din încăperile industriale.

Gradul de umiditate influențează climatul industrial. Pierderea de căldură a corpului omenesc prin evaporare și respirație este cu atât mai mare cu cât umiditatea mediului înconjurător este mai mică.

Curenții de aer influențează microclimatul industrial.

La aceeași temperatură și umiditate, cu cât viteza aerului este mai mare, cu atât corpul omenesc pierde mai multă căldură, iar când temperatura aerului este mai mică decât temperatura organismului, curenții de aer vor absorbi din organism cantități mari de căldură și vapori de apă.

Praful industrial este deosebit de nociv. Cu cât particulele de praf sunt mai mici, cu atât mai ușor pătrund acestea în organismul uman, producând boli grave. Praful poate fi de origine minerală, vegetală sau animală. După dimensiunile lor, particulele se împart în trei grupe: particule mai mari de 0,01 mm (praf), particule de la 0,0001 la 0,01 mm (nori) și particule sub 0,0001 mm (fimi). Praful de cărbune și cel de dioxid de siliciu sunt printre cele mai periculoase.

Praful exercită o acțiune nocivă atât asupra omului cât și asupra mașinilor, utilajelor, producând o degradare rapidă a acestora. Totodată, praful contribuie la creșterea riscului producerii exploziilor.

Gazele și vaporii toxici sunt deosebit de periculoși, mai ales prin acțiunea rapidă și gravă pe care o au asupra organismului.

Aerul viciat, degajările nocive și căldura excesivă se pot îndepărta prin ventilare, care poate fi naturală, poate fi organizată sau neorganizată. De asemenea, ventilarea poate fi generală sau parțială, locală sau combinată.

Se recomandă ca încăperile de producție să asigure minimun 13 m^3 aer pentru fiecare muncitor, iar înălțimea de la cota pardoselii până la cota inferioară a fermelor să respecte anumite valori minime (tabelul 4.1).

Tabelul 4.1

Valori ale înălțimii minime

Suprafața încăperii	H_{min} [m]
$S < 180$ m^2	3,50
$S > 180$ m^2	4,00
$S > 250$ m^2	4,50
$S > 400$ m^2	5,00

Schimbul de aer în timp de o oră se consideră în medie egal cu volumul încăperilor respective. În schimb, pentru înlăturarea condițiilor de viciere a aerului este nevoie de un schimb de aer mult mai mare, care, adesea, poate ajunge la de 10-15 ori volumul încăperii în timp de o oră sau chiar mai mult. Un astfel de schimb de aer se poate realiza numai mecanic.

În raport cu procesul tehnologic, schimbul de aer în timp de o oră este următorul:

Tabelul 4.2

Valori ale schimbului de aer

Încăperi industriale	Volumul încăperii
Ateliere mecanice obișnuite	De 5-10 ori
Turnătorii de fontă și metale neferoase	De 10-20 ori
Ateliere de prelucrare a lemnului	De 10-20 ori
Vopsitorii	De 15-25 ori
Industrii textile	De 15-25 ori
Laboratoare	De 10-15 ori

Ventilarea trebuie să se facă fără a produce curenți dăunători. Viteza aerului se măsoară la 1 m și 1,75 m înălțime deasupra pardoselii; ea variază

în funcție de temperatura aerului, recomandându-se să nu treacă de 0,5 m/s, pentru a nu fi resimțită de om. Încăperile industriale cu degajări nocive, care au un volum mai mic de 40 m^3/persoană, trebuie să aibă un schimb de aer de cel puțin 30 m^3/h pentru o persoană.

Tabelul 4.3

Concentrația maximă admisibilă a substanțelor toxice din aer în timpul unei zile de muncă

Substanța	Concentrația, [mg/l]	Substanța	Concentrația, [mg/l]
Amoniac	0,0200	Oxid de carbon	0,0200
Acetonă	0,2000	Oxizi de azot	0,0050
Anilină	0,0050	Mercur metalic	0,00001
Benzen, petrol	0,1000	Plumb și compușii săi	0,00001
Benzină	0,3000	Dioxid de sulf	0,02
Argon	0,0003	Hidrogen sulfurat	0,01
Mangan	0,0003	Acid cianhidric	0,0003

Se consideră că în încăperile cu un volum mai mare de 40 m^3/persoană, fără degajări nocive, în timp de o oră se face un schimb de aer neorganizat egal cu volumul încăperii.

Elementele care influențează ventilarea. La proiectarea ventilării naturale organizate se ține seama de următoarele elemente:

– nivelul de temperatură, adică diferența de temperatură dintre aerul exterior și cel din interiorul încăperilor;

– nivelul de înălțime *h*, adică distanța între deschiderile de admisie și cele de evacuare a aerului;

– mărimea deschiderilor de admisie și de evacuare a aerului, forma învelitorii, care trebuie să favorizeze și să conducă curenții de aer;

– orientarea clădirii sau a luminatoarelor în raport cu punctele cardinale și cu direcția vânturilor dominante.

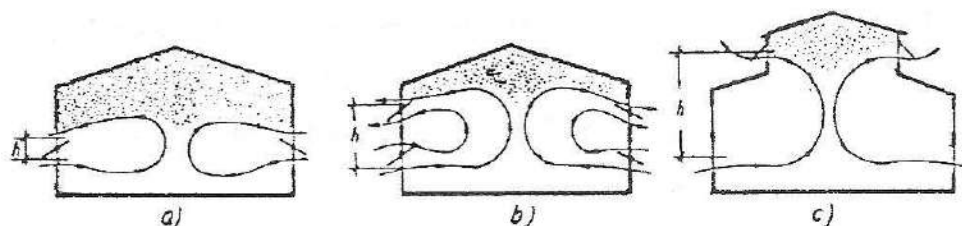


Fig. 4.1. Nivelul de înălțime în cazul ventilării naturale organizate: *a* – în cazul halelor cu o singură fâșie de ferestre laterale; *b* – în cazul halelor cu două fâșii de ferestre laterale; *c* – în cazul halelor cu ferestre laterale și luminatoare.

În afară de nivelul de temperatură, toate celelalte elemente sunt stabilite prin proiectare, proiectantul având posibilitatea de a interveni pentru asigurarea condițiilor unei ventilări optime.

Necesitatea unei ventilări intense este foarte mare în lunile de vară, când aerul de afară are temperatura ridicată, fapt care determină supraîncălzirea halei (tabelul 4.4). Nivelul de temperatură se micșorează în această perioadă. Pentru a favoriza schimbul de aer, trebuie să se mărească nivelul de înălțime, așezând cât mai jos deschiderile pentru admisia aerului.

Tabelul 4.4

Cantitatea de căldură care pătrunde prin ferestre și luminatoare în timpul verii [kcal/m^2]

Caracteristica ferestrelor și a luminatoarelor	Orientarea ferestrelor				
	Felul cercevelelor	Sud	Sud-est sud-vest	Est și vest	Nord-est nord-vest
Ferestre simple	De lemn	180	140	210	110
Luminatoare cu ferestre simple și geamuri verticale de formă dreptunghiulară, șed sau M	Metalice	220	180	260	140
Idem, trapezoidale, șed sau M cu geamuri înclinate	Metalice	320	200	300	170
Idem, triunghiulare	Metalice	350	350	350	350

Observație. Pentru acoperișuri fără geamuri, se iau 15 kcal/m^2.

În timpul iernii se deschid cercevelele de sus ale ferestrelor, care se află la 4-6 m deasupra pardoselii. În acest fel, în timpul iernii, când nivelul de temperatură este mare, nivelul de înălțime se micșorează. Aerul rece, intrând în hală la un nivel mai ridicat, are timp să se încălzească până ajunge în zona de lucru (1,70 m). În orice caz, diferența de temperatură între aerul din hală și cel introdus de afară nu trebuie să treacă de 8°C.

În concluzie, pentru a realiza o ventilare bună, în timpul verii trebuie să se deschidă ferestrele (golurile de ventilare) de la partea inferioară a halei (la înălțime de aproximativ 1,70 m), iar în timpul iernii, cele de la partea superioară (la înălțimea de aproximativ 4,00 m). Pentru a feri de curenți pe muncitorii care lucrează lângă ferestre, pe porțiunea de la 1,70 la 4,00 m se montează ferestre duble. Deasupra acestei înălțimi se prevăd, de obicei, ferestre simple (dacă nu sunt contraindicate).

Creșterea temperaturii din interiorul halei, creștere care trebuie luată în considerare la determinarea cantităților de aer necesare pentru ventilare, se datorează, în general, următoarelor cauze: radiația solară, instalațiile industriale, aparatele de încălzit, instalațiile de iluminat și oamenii care lucrează în hală. În tabelul 4.5 se prezintă umiditatea și cantitatea de căldură degajate de oameni.

Eficacitatea ventilării, realizată cu sau fără ajutorul luminatoarelor, este influențată în mare măsură de vânt. Întâlnind în drum hala respectivă și ocolind-o, vântul formează vârtejuri, astfel că luminatoarele „ferite de vânt" necesită o suprafață a deschiderilor egală numai cu jumătate din deschiderile celorlalte tipuri de luminatoare, deoarece ele funcționează în același timp pe ambele laturi.

Pentru o ventilare mai activă a halelor, trebuie ca axa longitudinală a luminatoarelor să fie dispusă perpendicular pe direcția vânturilor dominante din timpul verii, când este necesară o ventilare naturală cât mai intensă.

Tabelul 4.5

Umiditatea și cantitatea de căldură degajate de oameni – pentru adulți

Temperatura încăperii, în °C	Muncă fizică						Odihnă (repaus)	
	Grea		Mijlocie		Ușoară			
	Umiditatea, în kg/h	Cantitatea de căldură, în kcal/h	Umiditatea, în kg/h	Cantitatea de căldură, în kcal/h	Umiditatea, în kg/h	Cantitatea de căldură, în kcal/h	Umiditatea, în kg/h	Cantitatea de căldură, în kcal/h
+10	184	140	70	140	45	130	35	130
+15	185	110	110	110	55	100	40	100
+20	200	80	160	80	70	70	45	70
+30	380	35	230	35	140	30	80	30
+35	430	0	290	0	235	0	130	0

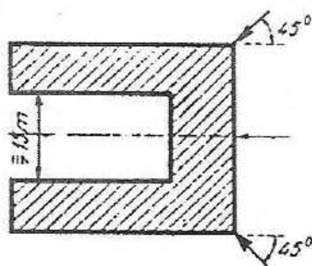


Fig. 4.2. Amplasarea clădirilor în raport cu necesitățile de ventilare.

Amplasarea clădirilor care au în plan forma de V, H sau U se face astfel încât axa curților să fie paralelă sau să formeze un unghi de cel mult 45° cu direcția vânturilor dominante, iar latura nezidită a curții să fie amplasată în direcția vântului dominant (fig. 4.2).

De asemenea, distanța între corpurile clădirii trebuie să fie egală ori mai mare decât semisuma înălțimilor halelor opuse, sau cel puțin de 15 m.

Ventilarea halelor cu o singură deschidere. În acest caz, ventilarea se face în condiții simple, prin asigurarea nivelului de înălțime (Δh) necesar în timpul verii, când nivelul de temperatură este redus, precum și prin prevederea unor deschideri suficiente pentru admisia și evacuarea aerului. În aceste condiții, aerul pătrunde prin deschiderile de jos, prevăzute în pereți sau prin ferestrele halei, antrenează aerul din interior, se încălzește, se ridică la partea de sus a halei și iese prin deschiderile de sus ale luminatorului. În

figura 4.3 se arată drumul urmat de curenții de aer interiori ascendenți în cazul ventilării unei hale cu o singură deschidere, prevăzută cu luminator „fluture" și cu luminator dreptunghiular (în care caz se formează mici vârtejuri) .

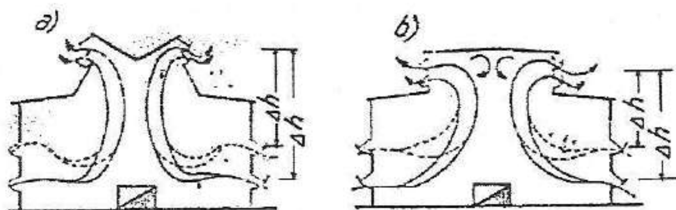


Fig. 4.3. Ventilarea halelor industriale cu o singură deschidere: *a* – cu luminator fluture; *b* – cu luminator dreptunghiular.

Cantitatea de aer *A* necesară pentru ventilarea halelor cu o singură deschidere se poate calcula cu ajutorul formulei:

$$A = \frac{Q}{C \cdot \gamma \cdot (t_i - t_e)}$$

în care: *Q* este cantitatea totală de căldură, în kcal/h, cuprinzând numărul de calorii degajate de procesul tehnologic (cuptoare, răcirea materialelor etc.), de electromotoare, de oameni etc., precum și caloriile date de radiația solară; *C* – căldura specifică a aerului (0,124 kcal/kg°C); γ – greutatea specifică a aerului, în kg/m^3, la temperatura medie:

$$\left(\frac{t_e + t_i}{2}\right) \quad [°C]$$

unde: t_e este temperatura exterioară de calcul, în °C; t_i – temperatura interioară în fața deschiderilor luminatoarelor, în °C.

Suprafața golurilor *S* necesară pentru admisia aerului curat și evacuarea aerului viciat se poate determina (fără a ține seama de vânt) cu ajutorul formulei:

$$a = 420\sqrt{L_a \cdot \Delta t_m} \quad [m^3/hm^2]$$

în care: a este cantitatea de aer care trece printr-un m^2 gol în timp de o oră; 420 – coeficient de ștrangulare; L_a – nivelul de înălțime (distanța între axa golului de admisie și a celui de evacuare a aerului), în m; Δt_m – diferența dintre temperatura medie și temperatura de intrare:

$$\left(\frac{t_c + t_i}{2}\right) - t_c \quad [°C]$$

Făcând raportul acestor elemente, adică totalul cantității de aer necesare față de cantitatea de aer ce poate trece printr-un m^2 de gol, se obțin suprafețele necesare pentru admisia și evacuarea aerului, adică:

$$S = \frac{A}{a} \quad [m^2]$$

Ventilarea halelor cu deschideri multiple. În halele cu deschideri multiple identice și cu luminatoare așezate la aceeași înălțime, ventilarea se face destul de greu, mai ales când nu există surse de căldură interioare. În acest caz, deschiderile de admisie se prevăd cât mai jos în pereții exteriori (fig. 4.4,*a*). Experimental, s-a stabilit că aerul poate pătrunde prin aceste deschideri pe o distanță de cel mult 50-60 m în interior. Când astfel de clădiri au lățimi de peste 100 m, luminatoarele dau un regim de ventilare nestabil, lucrând uneori pentru evacuarea aerului și alteori pentru admisia lui. În acest fel, praful depus între luminatoare este adus în interiorul halei.

Acest fapt este deosebit de important pentru industriile în care nu se permite pătrunderea prafului în încăperile de muncă.

Piedici mai mari se ivesc dacă în pereții laterali ai clădirii nu pot fi prevăzute goluri sau dacă acea clădire este împărțită în porțiuni separate cu ajutorul unor despărțituri fără uși și ferestre, care ajung independente, admisia aerului făcând-o luminatoarele, lângă care se creează o rarefiere mai redusă a aerului, iar evacuarea făcând-o cele lângă care rarefierea este mai

mare. Totuşi, acest regim de ventilare nu are un caracter stabil. Pentru o bună ventilare, perimetrul clădirii nu trebuie să fie înconjurat cu clădiri anexe decât într-o proporţie de cel mult 40%. Dacă este necesar să se prevadă o clădire anexă, se recomandă ca încăperile de lucru să se amplaseze la etajul inferior al acesteia, neseparate de clădirea principală. În acest fel, pot fi folosite golurile din pereţii exteriori pentru admisia aerului (fig. 4.4,*b*).

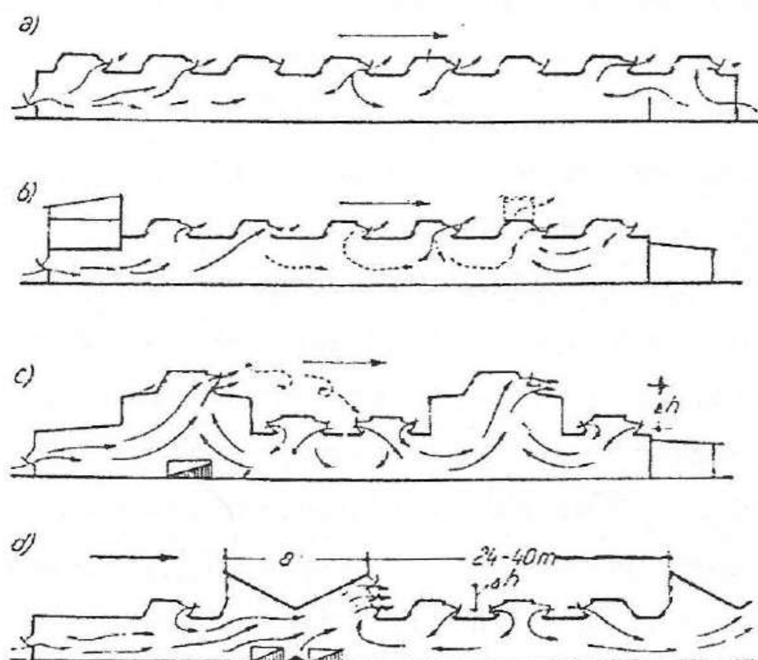


Fig. 4.4. Ventilarea halelor industriale cu deschideri multiple : *a* – ventilare nestabilă în deschiderile centrale; *b* – ventilare prin parterul clădirilor anexe alipite de hală; *c* – ventilarea unei hale cu „profil activ"; *d* – distanţele între luminatoare pentru asigurarea unei bune ventilări.

Pereţii despărţitori din clădire trebuie să fie prevăzuţi cu goluri sau să nu ajungă până la acoperiş. Un alt mijloc pentru ameliorarea condiţiilor de ventilare a încăperilor în clădirile cu lăţimi mari este acela de a da acoperişului clădirii un aşa-numit „profil activ", care să asigure un regim stabil al ventilării naturale.

În acest caz, se proiectează acoperișul având o diferență de nivel cât mai mare între punctele de admisie și cele de evacuare a aerului, precum și o formă care să favorizeze ventilarea (fig. 4.4,*c*).

Nivelul de înălțime pentru astfel de hale trebuie să fie de cel puțin 4 m, când nu sunt degajări mari de căldură provenite din procesul tehnologic, și de cel puțin 3 m, când sunt astfel de degajări. Distanța între porțiunile înălțate ale acoperișului poate varia între 24 și 40 m (fig. 4.4,*d*), asigurându-se astfel o ventilare naturală bună, fără pericolul reintrării în hală a aerului viciat, prin deschiderile de admisie aflate în părțile mai joase ale acoperișului.

Calculul suprafeței golurilor, în cazul ventilării halelor cu deschideri multiple, se face în același fel ca în cazul halelor cu o singură deschidere, trebuind să se țină seama de faptul că aerul curat, în drum spre partea principală a încăperii cu degajări de căldură, traversează o încăpere cu degajări de căldură mai reduse. În acest fel, t_v va fi egal cu temperatura exterioară de calcul, la care se adaugă temperatura provenită în urma traversării acestei zone.

În cazul iluminării numai prin ferestre, fără luminatoare, se observă scăderea mare a intensității luminii pe măsura îndepărtării de fereastră, precum și variația luminii chiar lângă fereastră, după cum aceasta este amplasată mai sus sau mai jos.

Orientarea. O altă problemă legată de funcțiunea luminatoarelor este aceea a orientării lor, pe de-o parte în raport cu punctele cardinale și cu vânturile dominante, iar pe de altă parte, cu locurile de muncă din interiorul halei. Pentru a evita pătrunderea razelor solare în interior (mai ales a razelor calde de la apus), supraîncălzirea aerului, contrastele mari de lumină și umbră, reflexele orbitoare, orientarea optimă a luminatoarelor, de altfel ca și a halelor, este orientarea cu ferestre spre nord. Aceasta poate fi lesne obținută în cazul luminatoarelor de tip șed și în general în cazul luminatoarelor cu

geamuri pe o singură latură. În cazul luminatoarelor cu geamuri pe ambele laturi, situație întâlnită la majoritatea tipurilor de luminatoare, ferestrele vor fi orientate spre nord și spre sud. În acest fel, ferestrele dinspre nord ale luminatoarelor vor da o lumină uniformă și difuză, iar cele dinspre sud vor permite pătrunderea unui număr limitat, redus de raze solare, care nu pot pătrunde adânc în interior, cum este cazul razelor oblice de la răsărit și apus, întrucât se știe că razele de la sud cad aproape vertical.

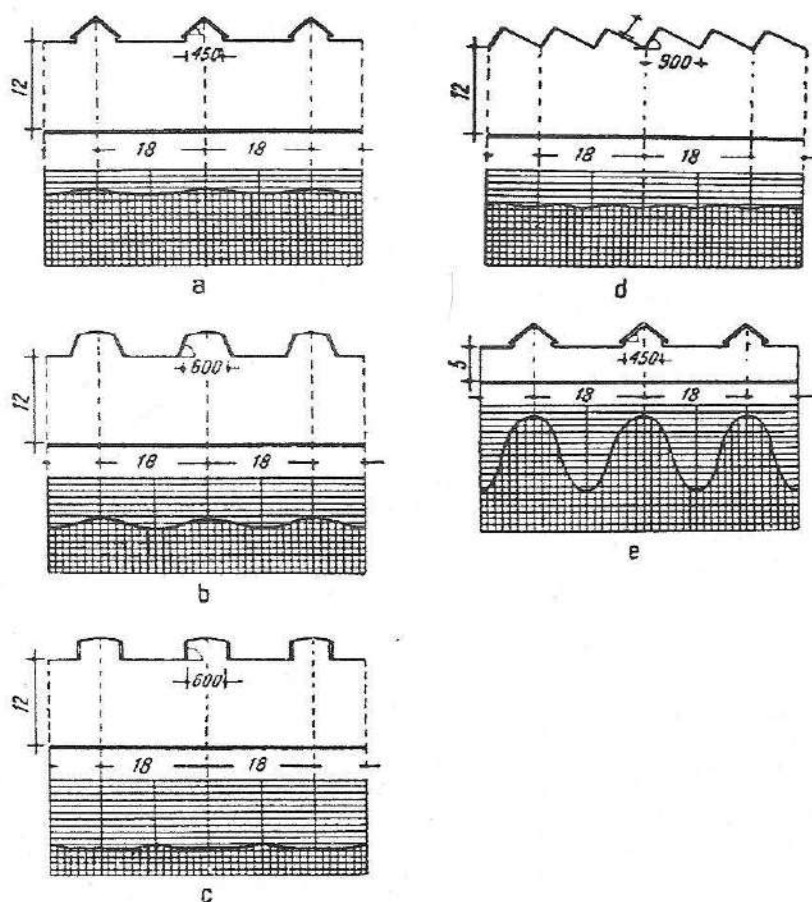


Fig. 4.5. Grafic comparativ privind intensitatea iluminării naturale în raport cu tipurile de luminatoare, la o hală cu mai multe deschideri:
a – luminator triunghiular; *b* – luminator trapezoidal; *c* – luminator dreptunghiular; *d* – luminator șed; *e* – luminator triunghiular la o hală cu înălțime mică.

Tabelul 4.6

Evaluarea principalelor tipuri de luminatoare

Tipul de luminator și raporturile ce se recomandă		Evaluare	
		Intensitatea de luminare	**Uniformitatea de luminare**
	Luminator șed a = 6-12 m $\frac{H}{a} = 0,5 - 0,8$ $\frac{b}{a} = 0,7 - 0,9$	2	4
	Luminator dreptunghiular a = 6-24 m $\frac{H}{a} = 0,35 - 0,7$ $\frac{b}{a} = 0,4 - 0,6$	3	5
	Luminator trapezoidal a = 6-24 m $\frac{H}{a} = 0,35 - 1$ $\frac{b}{a} = 0,4 - 0,6$	5	4
	Luminator „M" Raporturile se aleg pe baza calculului aerodinamic	3	4
	Luminator „fluture"	4-5	3

Tabelul 4.7

Raportul între suprafaţa luminatorului şi suprafaţa pardoselii (exprimat în procente)

Poziţia geamului luminatorului	Tipul de luminator	Categoria industriei după gradul de murdărire	Felul ferestrelor	Felul lucrărilor			
				De mare precizie	De precizie	Normale	Brute
Geam oblic	Trapezoidal „M", şed	Industrie cu un grad de murdărire mic (A)	simple	25	15	10	–
			duble				
		Industrie cu un grad de murdărire mare (B)	simple	33	20	13	–
			duble	50	30	19	–
Geam oblic	Plan triunghiular	A	simple	17	10	7	–
			duble	25	15	11	–
		B	simple	22	13	9	–
			duble	33	20	13	–
Geam vertical	„M", şed	A	simple	32	19	13	7
			duble	48	28	20	11
		B	simple	40	24	16	9
			duble	–	35	24	13

Observaţii. Tabelul este valabil pentru construcţii metalice şi geamuri obişnuite. Pentru construcţii din lemn sau beton armat, datele trebuie mărite cu 20 %.

În cazul luminatoarelor triunghiulare, razele solare pot pătrunde în hală aproape în tot timpul zilei, indiferent de orientare.

O serie de măsuri paliative pot fi luate, cea mai frecventă fiind spoirea cu var a suprafeţei exterioare a geamurilor luminatoarelor triunghiulare. Această măsură opreşte într-adevăr razele directe şi reduce supraîncălzirea halei, dar, totodată, intensitatea iluminării naturale se micşorează simţitor, mai ales că în paralel se adaugă şi murdărirea feţei interioare a geamurilor cu praf, fum sau alte degajări ale procesului tehnologic. În ultimul timp, s-a recurs la folosirea geamurilor colorate, termoabsorbante. Această măsură

este eficientă în ceea ce privește oprirea pătrunderii directe a razelor solare în hală. Are însă dezavantajul că odată cu oprirea unei cantități de raze termice se împiedică și pătrunderea razelor de lumină în proporție mai mare, astfel încât, dacă se reduce supraîncălzirea halei cu circa 30 %, se reduce și iluminarea naturală cu circa 35%; ar urma deci să mărim suprafața luminatorului, riscând astfel să intrăm într-un cerc vicios.

Orientarea în raport cu vânturile dominante are drept scop activarea ventilării naturale organizate.

5.

PODURI INDUSTRIALE

5.1. Elemente generale. Clasificare

Podul este o construcție care susține o cale de comunicație deasupra altei căi.

Podurile industriale se utilizează în cadrul platformelor industriale, unde sunt necesare mişcări de materii prime, produse finite sau semifinite, circulația muncitorilor la diferite nivele, precum şi la susținerea unor conducte sau instalații.

Din punct de vedere al scopului pentru care au fost realizate, podurile industriale se clasifică în:

– estacade pentru poduri rulante, destinate susținerii căilor de rulare exterioare pentru poduri rulante – la depozite neacoperite;

– estacade pentru benzi transportoare;

– estacade pentru conducte;

– pasarele destinate trecerii oamenilor între diferite puncte ale ansamblului industrial sau pentru întreținerea unor instalații sau utilaje.

Din punct de vedere al materialelor utilizate pentru realizarea acestora se precizează că podurile pot fi din metal sau din beton armat. Realizarea acestor construcții din beton armat conduce la creşterea durabilității lor şi la costuri reduse.

În multe cazuri, la podurile industriale apare necesară asigurarea un deschideri mari, chiar când încărcările utile sunt reduse (estacade pent benzi transportoare). În aceste situații, utilizarea betonului precomprim este deosebit de judicioasă (fig. 5.1).

Podurile industriale sunt construcții la care raportul dintre sarcina utilă și sarcina permanentă g variază în limite foarte largi. De acest raport depin alegerea soluției constructive, precum și gradul de siguranță al construcției.

În cazul estacadelor pentru poduri rulante, raportul foarte mare înt sarcina utilă și cea permanentă conduce la necesitatea dispunerii duble armăturii pe secțiune. Se creează deseori probleme și pentru preluar eforturilor unitare principale de întindere.

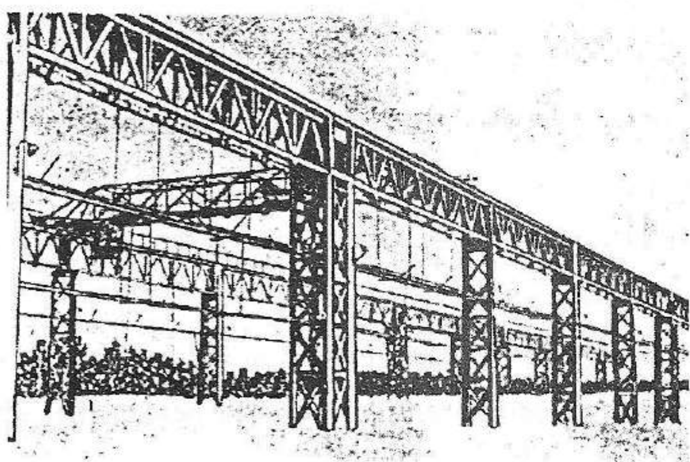


Fig. 5.1. Estacadă cu grinzi de rulare cu zăbrele, asamblate prin precomprimare.

Variațiile mari de eforturi pe secțiuni, ca urmare a unor sarcini uti mari în raport cu cele permanente, conduc la solicitări defavorabile a materialelor la oboseală.

În tabelul de mai jos se prezintă limitele de variație ale raportului p/ pentru diferite tipuri de poduri.

Tabelul 5.1

Variația raportului *p/g*

Tipul de pod	*p/g*
Poduri industriale cu benzi transportoare	0,01-01
Estacade pentru poduri rulante	10-50; 50-100
Poduri de șosea	1
Poduri de cale ferată	2

5.2. Calculul podurilor industriale

Structura de rezistență a podurilor industriale poate apărea sub una din cele două forme: grinzi rezemate pe construcții sau grinzi rezemate pe stâlpi, împreună cu care alcătuiesc cadre. La prima categorie de poduri, utilizate pentru estacade pentru benzi transportoare sau pasarele de circulație, se recomandă ca reazemele să permită grinzilor să lucreze independent, pentru a nu transmite acestora încărcări orizontale din variații de temperatură. În acest sens, rezemările se fac cu aparate metalice cu posibilități de rulare. Structura podului are ca schemă de calcul grinda simplu rezemată, solicitată atât la sarcini verticale (permanent utile) cât și la sarcini orizontale, transversale (generate de acțiunea podului). Când distanța dintre construcții este mare, se prevăd stâlpi intermediari, de care grinzile se leagă articulat sau rigid.

În schimb, cel mai des întâlnite sunt structurile de poduri industriale cu grinzi și stâlpi, care formează cadre longitudinale. Cadrele cu noduri rigide sunt caracteristice betonului armat monolit și prezintă avantajul unei rezerve mari de rezistență. Cadrele cu noduri articulate sunt caracteristice structurilor prefabricate. Structurile podurilor rulante industriale se calculează la încărcări din exploatare (podul rulant, utilaje în mișcare) și la încărcări extraordinare (cutremure, vânt).

În timp, solicitările menționate conduc la degradări lente în jurul buloanelor de prindere și sub șine.

În calculul estacadelor pentru poduri rulante trebuie să se țină seama de următoarele aspecte:

- sarcini utile foarte mari;
- greutatea redusă a grinzilor de rulare;
- rigiditatea transversală redusă a construcției;
- puternice forțe orizontale care solicită construcția.

5.3. Estacade pentru poduri rulante

Estacadele pentru poduri se folosesc la industriile în care materiile prime, materialele, prefabricatele se manipulează cu ajutorul podului.

Dimensiunile estacadei sunt impuse de cerințele tehnologice.

Sarcinile de ridicare variază în mod curent între 5 și 20 tf, dar, în unele cazuri speciale, se realizează și estacade cu sarcina de ridicare 100 tf și chiar mai mult.

Pe o estacadă circulă de obicei mai multe poduri rulante, fapt de care trebuie să se țină seama la dimensionarea acesteia, chiar atunci când la proiectare se prevede un singur pod rulant.

O estacadă pentru poduri rulante are următoarele componente:

- grinzi de rulare;
- stâlpi de susținere a grinzilor;
- șină de rulare cu accesoriile de prindere;
- mijloace de acces la nivelul grinzilor și instalațiilor de protecție pentru circulația și întreținerea de-a lungul căii de rulare.

În figura 5.2 este prezentată structura estacadei în perspectivă, iar în figura 5.3. secțiunea transversală printr-un depozit de bușteni.

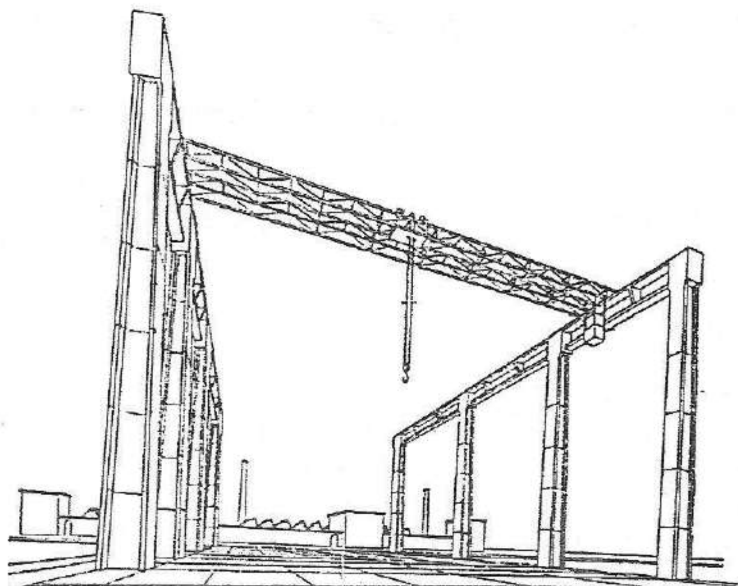


Fig. 5.2. Depozit descoperit. Perspectivă.

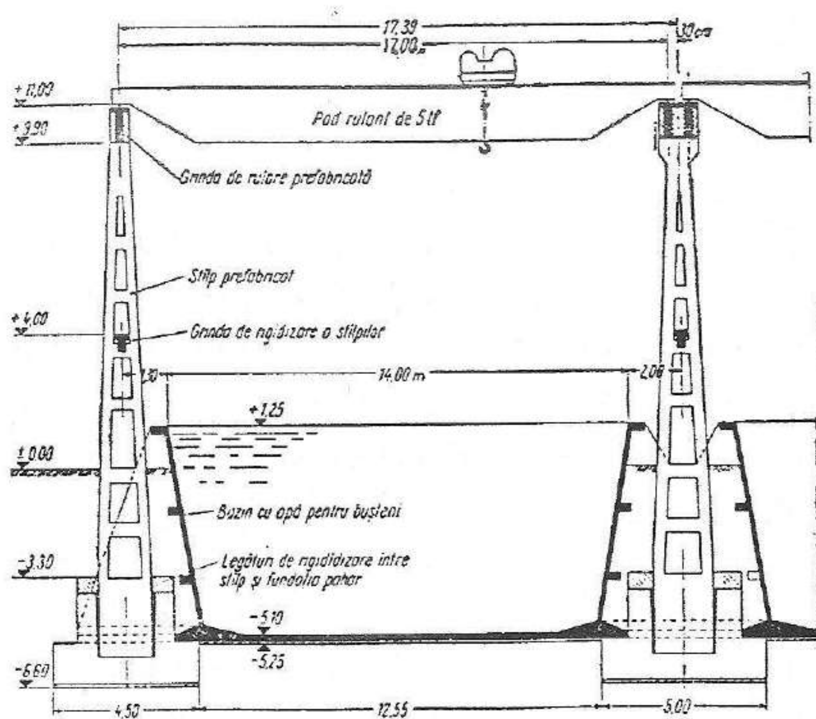


Fig. 5.3. Depozit de buşteni într-un bazin cu apă.

5.3.1. Grinzi de rulare pentru poduri

Grinzile de rulare se realizează din beton armat precomprimat sau din metal.

La proiectarea grinzilor de rulare se au în vedere:

– sarcina utilă;

– regimul de funcționare;

– numărul de poduri;

– modul de alcătuire a podului (numărul de roți, suspensia, transmisia etc.).

Comportarea grinzii de rulare este dată, în principal, de sarcina pe roată pentru podul încărcat și apoi de sarcina utilă.

Pentru poduri de 5-20 t capacitate de ridicare și deschidere de 12 m, grinzile din beton sunt mai avantajoase decât cele din metal.

Din punct de vedere al alcătuirii, grinzile de rulare din beton armat, comparativ cu cele din metal, prezintă unele dezavantaje:

– betonul armat are o rezistență redusă la vibrații;

– dificultatea prinderii șinelor;

– consolidările sunt greu de făcut când trebuie asigurată o capacitate portantă mai mare, datorată sporirii sarcinii de ridicare a podului.

Grinzile de rulare din beton armat prezintă câteva particularități de calcul:

– se vor calcula la 2 poduri rulante alăturate;

– se vor determina momentele încovoietoare și forțele tăietoare maxime din fiecare secțiune și se vor face înfășurătoarele acestor valori.

Ca sarcini uniform distribuite se consideră: greutatea proprie a grinzii, șina de rulare cu prinderile ei.

Sarcina mobilă este dată de convoiul de sarcini verticale date de roțile podurilor rulante precum și de forțele orizontale produse de frânarea cărucioarelor, șerpuire etc.

Între grinzi şi stâlpii de pod rulant prefabricaţi nu se vor face legături prin articulaţii.

Ipotezele de încărcare sunt:

– la sarcini verticale, ce dau momente maxime în câmp ;

– la forţe orizontale din şerpuire şi frânare a pisicii;

– la acţiunea vântului;

– la smulgerea din reazem.

Stâlpii de estacade sunt elemente cu lungime mare, cu legături flexibile, solicitate la forţe axiale şi momente încovoietoare, atât pe direcţia longitudinală a estacadei cât şi pe direcţia transversală a acesteia.

Podurile rulante sunt construcţii mobile care suportă una sau două macarale şi circulă pe căi de rulare pe care sprijină patru sau mai multe roţi.

Calculul eforturilor se realizează considerând estacada de pod rulant ca un cadru solicitat la încărcări verticale, orizontale, precum şi la încărcări orizontale perpendiculare în planul cadrului.

Având în vedere faptul că rigiditatea grinzilor este mult mai mare decât cea a stâlpilor, se recomandă considerarea şi calculul grinzilor de rulare realizate din beton armat monolit ca grinzi continue, cu încastrări parţiale la capete. Grinda de rulare este solicitată la încărcări permanente – greutatea proprie, greutatea şinei şi a prinderilor, convoi de forţe mobile verticale şi orizontale, date de podurile rulante.

La grinzile de rulare prefabricate cu continuitate constructivă, efectul favorabil al continuităţii nu se ia în considerare la dimensionarea secţiunilor de armare din câmp.

Problema importantă care trebuie considerată este aceea de a se asigura ca rostul să nu prezinte deformaţii şi ca armătura întinsă din îmbinare să nu intre în curgere în situaţii defavorabile de încărcare. La dimensionarea pintenului sau a diafragmei de legătură dintre grinda de rulare şi stâlpul

estacadei pe zona grinzii de rulare, se are în vedere că o parte din armătura îmbinării intră în curgere, iar îmbinarea trebuie să prezinte suficiente rezerve de rezistență.

Stâlpii estacadelor sunt solicitați de forțe axiale puternice și de momente încovoietoare. Stâlpii se dimensionează la compresiune excentrică oblică, ținând cont de flexibilitate.

La dimensionarea estacadelor este necesar a se considera următoarele stări limită:

– starea limită de rezistență în secțiuni normale și înclinate;

– starea limită de oboseală;

– starea limită de deformație;

– starea limită de deschidere a fisurilor.

Podurile rulante au următoarele mișcări:

– o mișcare de translație în lungul căii;

– o mișcare de translație a căruciorului în lungul podului;

– o mișcare de coborâre sau de ridicare a cârligului.

Podurile rulante sunt de patru categorii, în funcție de regimul de exploatare (ușor, mediu, greu, foarte greu), iar caracteristicile acestora sunt prezentate în standarde.

Regimul pentru diferitele tipuri de poduri se stabilește în funcție de: factorul de utilizare, durata perioadei active de utilizare, frecvența de conectări pe oră, factorul de încărcare, șocuri, temperatura maximă.

Încărcările date de podurile rulante sunt:

– încărcări verticale (greutate proprie pod rulant, greutate cărucior, sarcină de lucru la cârligul macaralei). Acestea se evaluează conform STAS 1800/68, STAS 6919/70 și STAS 8407-69;

– încărcări orizontale în lungul căii de rulare (frânarea podului rulant). Acestea se aplică la fața superioară a șinelor căilor de rulare;

– forțe orizontale în sens transversal căii de rulare (frânarea căruciorului);

– forțe orizontale de înțepenire a podului rulant (tampoane cu arc sau cu cauciuc, saboți de șină etc.).

Încărcările verticale sunt transmise prin roțile podului rulant și provin din: greutatea proprie a podului rulant, greutatea căruciorului, sarcina de lucru la cârligul macaralei.

Valorile încărcărilor verticale sunt prezentate în standarde.

În calculul grinzilor de rulare și al îmbinărilor, acțiunea dinamică a podurilor rulante se ia în considerare prin multiplicarea sarcinilor verticale cu coeficientul ψ, ale cărui valori sunt prezentate în tabelul 5.2.

Tabelul 5.2

Valorile coeficientului dinamic ψ

Categoria construcției		**Coeficientul dinamic ψ**
Grupa	**Regimul**	
I	Ușor	1,2
II	Mediu	1,2
III	Greu	1,3
IV	Foarte greu	1,4

Încărcările orizontale în lungul căii de rulare provin din frânarea podului rulant. Punctul de aplicație al forțelor orizontale longitudinale se consideră punctul de contact dintre roțile frânate ale podului rulant și șina de rulare. Valorile normate ale acestor încărcări se consideră 1/10 din încărcările verticale date de roțile frânate ale podului rulant (fără a fi multiplicate cu coeficientul dinamic ψ).

Încărcările orizontale transversale ale căii de rulare provin din frânarea căruciorului. Ele se consideră ca un convoi mobil de sarcini aplicate la partea superioară a șinei de rulare.

Valorile normate ale forțelor orizontale transversale T_t transmise de o singură roată se vor considera astfel:

– în cazul podurilor cu suspensie rigidă:

$$T_t = \frac{1}{10n}(Q+q)$$

– în cazul podurilor cu suspensie flexibilă:

$$T_t = \frac{1}{20n}(Q+q)$$

unde: q este greutatea căruciorului; Q – sarcina de lucru a macaralei; n – numărul de roți ale podului pe una din căile de rulare.

Pentru calculul tălpilor superioare ale grinzilor de rulare, forțele orizontale transversale T_t se multiplică cu un coeficient α, prezentat în tabelul 5.3.

Tabelul 5.3

Coeficienții de multiplicare a forțelor orizontale transversale date de roțile podului rulant

Tipul de suspensie	Sarcina de lucru a macaralei Q [tf]	Grupa de construcție			
		I	II	III	IV
		Coeficientul α			
Elastică	Pentru orice încărcare	1,0	1,5	1,5	1,5
	5-10	1,5	1,8	2,2	2,5
	11-20	1,3	1,5	1,8	2,0
	21-125	1,2	1,3	1,4	1,5
	126-225	1,0	1,1	1,2	1,3
	226-350	1,0	1,0	1,1	1,1

Forțele orizontale provenite din înțepenirea podului rulant și deformarea acestuia în plan orizontal acționează sub forma unui cuplu. Calculul la acțiunea acestui cuplu se face numai pentru podurile ce aparțin grupelor II, III, IV și la care raportul dintre deschiderea podului L și deschiderea grinzii de rulare l este mai mare sau egal cu 5, precum și când raportul dintre deschiderea podului L și ampatamentul podului A este mai mare sau egal cu 5.

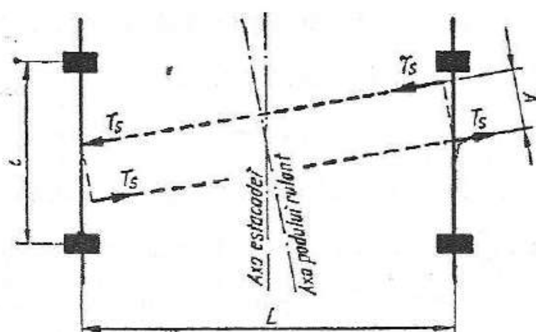


Fig. 5.4. Notații pentru calculul forțelor orizontale din înțepenirea podului.

Valoarea forței T_s a cuplului se calculează cu formula:

$$T_s = \frac{L}{100}\left(\frac{G+Q+q}{A}\right)$$

5.3.2. Șina de rulare

Șina de rulare poate rezema continuu pe grinda de rulare sau intermitent, prin intermediul traverselor.

Șina de rulare este realizată din oțel pătrat sau există șine special laminate pentru poduri rulante.

Calculul șinei se efectuează într-una din situațiile:

– rezemarea șinei se face continuu pe grinda din oțel armat, în general prin intermediul unor materiale elastice;

– rezemarea șinei se face intermitent, prin intermediul plăcuțelor sau al traverselor.

În primul caz, lățimea șinei a se calculează astfel:

$$a = \frac{P_{max}}{D \cdot \sigma_{st}}$$

unde: P_{max} este presiunea maximă sub roată; D – diametrul roții podului rulant; σ_{st} – rezistența la strivire a oțelului.

Când şina este rezemată continuu pe grinda de rulare, atunci aceasta se va calcula ca o grindă rezemată pe mediu elastic.

Când rezemarea şinei de rulare pe grindă este intermitentă, şina se comportă ca o grindă continuă ce descarcă pe un număr de reazeme, iar distanța punctelor de rezemare este limitată de rezistența la încovoiere a şinei.

Momentele încovoietoare se determină în mod obişnuit folosind relațiile din statica construcțiilor pentru o grindă continuă cu multe deschideri încărcată cu un convoi de sarcini mobile.

Dimensionarea şinei se face cu relația:

$$\sigma = \frac{M}{W_{şină}} \leq \sigma_{adm}$$

Rezemarea şinei pe grinda din beton armat trebuie să fie făcută astfel încât să fie centrată pe grindă.

Rezemarea continuă a grinzii este mai avantajoasă decât rezemarea intermitentă. Şina se poate aşeza direct pe beton sau prin intermediul unor materiale elastice. Între şină şi grinda de rulare legătura poate fi rigidă, elastică sau liberă.

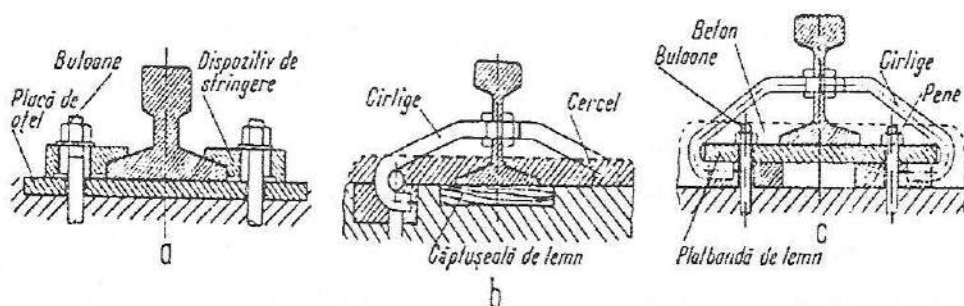


Fig. 5.5. Şine prinse cu piese speciale.

Prinderea şinelor nu trebuie să fie foarte rigidă. Atunci când sarcina pe roată depăşeşte 15 tf, se recomandă ca şinele să fie montate pe traverse de

– pentru transmiterea șocului prin intermediul tampoanelor:

$$P = v\sqrt{\frac{nR}{g\delta}},$$

unde: v este viteza de translație a podului [cm/s]; l – deschiderea podului [cm]; G – greutatea podului, inclusiv a căruciorului [tf]; g – accelerația gravitațională; I – momentul de inerție al celor două contravântuiri orizontale de la nivelul tălpii superioare a grinzilor principale ale podului rulant; E – modulul de elasticitate (2 100 000 kgf/cm^2); n – numărul roților podului pe o cale; δ – comprimarea arcului tamponului [cm/tf] pentru o sarcină de 1 tf; R – presiunea pe roată a podului rulant [kgf/cm^2].

Valoarea forței P rezultă suficient de mare pentru a produce deformații în grinda de beton armat, fapt pentru care se recomandă reducerea acestora prin montarea unor saboți metalici în șinele de rulare cu o înclinare de 1/4-1/5.

Înălțimea necesară sabotului pentru a anula forța activă a podului este:

$$h = \frac{v^2}{g}$$

Se recomandă ca înălțimea utilă a sabotului să fie 0,8 din înălțimea totală (fig. 5.7).

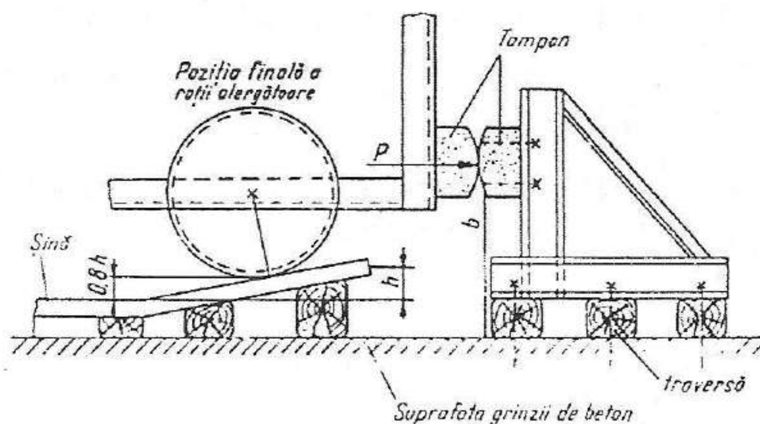


Fig. 5.7. Opritor de cale.

Pasarelele de circulaţie sunt construcţii care reazemă pe grinzile de rulare. Uneori, grinzile de rulare au talpa prelungită în consolă, permiţând astfel circulaţia.

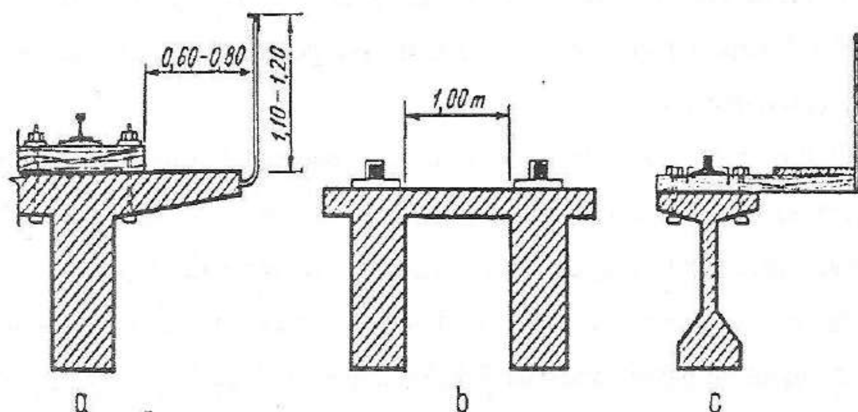


Fig. 5.8. Pasarele de vizitare la grinzile de rulare.

În cazul transmiterii directe a şocului, forţa preluată de opritor se calculează cu relaţia:

$$P = \frac{\pi \cdot v}{2l^2} \sqrt{\frac{2Gl}{g} \cdot E \cdot I}$$

Podurile industriale sunt supuse vibraţiilor generate de:

– exploatare defectuoasă;

– cauze naturale sau datorate activităţii omului (vântul, cutremurul, explozia).

În cazul vibraţiilor din prima categorie, se poate acţiona atât asupra caracteristicilor constructive cât şi asupra surselor de producere a vibraţiilor. Încărcările care produc aceste vibraţii sunt caracterizate printr-o variaţie continuă şi periodică a intensităţii lor. În funcţie de limitele în care variază, sarcinile pot fi oscilante sau alternante. Prin definiţie, sarcinile alternante sunt sarcini variabile a căror intensitate variază în limite ce au semne

contrare, iar sarcinile oscilante sunt sarcini variabile a căror intensitate variază în limite ce rămân de același semn. Acest aspect este deosebit de important pentru materiale care au comportare diferită la solicitări de semn opus.

Podurile rulante transmit structurii, prin intermediul căilor de rulare, încărcări dinamice provenite din: modificarea poziției podului, denivelarea căii, frânarea podului.

Comportarea materialelor la sarcini dinamice este diferită de comportarea la sarcini statice. Caracteristicile de comportare sunt influențate de modulul de elasticitate dinamică, de caracteristicile de amortizare, de rezistențe diferite. Pentru simplificarea calculelor de rezistență se acceptă unele ipoteze legate de natura materialului. Modulul de elasticitate static E diferă de modulul de elasticitate dinamic E_d. Pentru beton armat E_d este mai mare cu 10% față de E.

6.

ESTACADE INDUSTRIALE

6.1. Estacade pentru benzi transportoare

6.1.1. Elemente generale. Alcătuire

Estacadele pentru benzi sunt construcţii destinate susţinerii şi adăpostirii benzilor transportoare necesare anumitor procese de fabricaţie în industrie. Foarte frecvent folosite sunt în industria extractivă, metalurgică, energetică, chimică, materiale de construcţie etc.

Soluţiile constructive aplicate benzilor transportoare sunt variate în general; elementele principale sunt grinzi şi plăci.

Din punct de vedere al materialelor constitutive, estacadele se realizează din metal, beton armat şi beton precomprimat, lemn şi în soluţii mixte.

În funcţie de condiţiile tehnologice ale materialelor transportate, estacadele de benzi pot fi închise şi deschise (fig. 6.1).

Estacadele de benzi transportoare sunt prevăzute cu spaţiu de circulaţie şi balustradă metalică.

Benzile transportoare deseori sunt dotate cu frângere de pantă, dispozitiv de ghidaj, staţii unghiulare, staţii de întoarcere, staţie de joncţiune etc. În acest caz, apar ca necesare construcţii aeriene suplimentare, şi anume: platforme amplasate la diferite nivele şi stâlpi de susţinere. În unele situaţii, estacada de benzi transportoare este realizată cu sistem de încărcare sau de descărcare subterană (fig. 6.3).

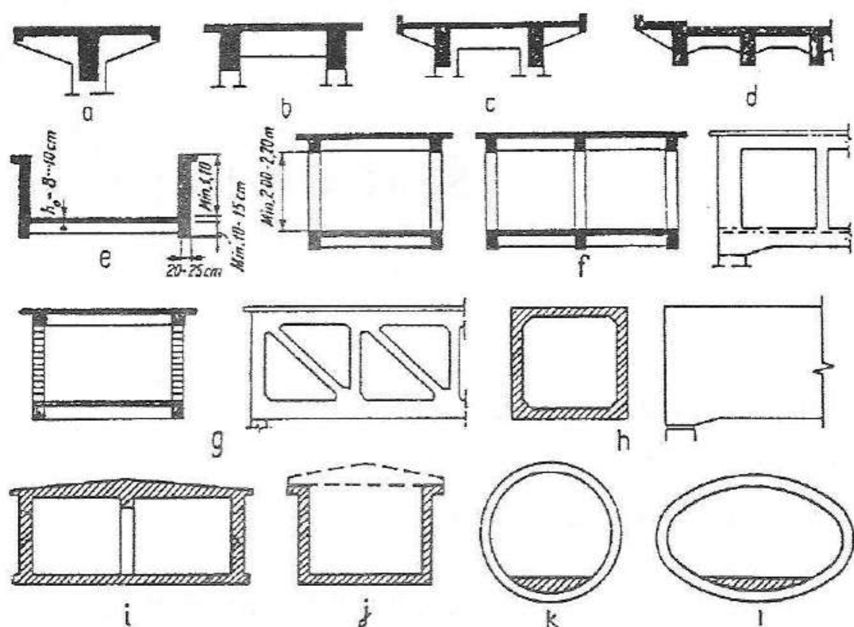


Fig. 6.1. Secțiuni transversale:
a, b, c, d, e – estacade deschise; *f, g, h, i, j, k, l* – estacade acoperite.

O estacadă pentru benzi transportoare se compune din:

– o bandă cauciucată flexibilă;

– un număr de role de reazem staționare;

– un mecanism de acționare al benzii;

– un dispozitiv de întindere al benzii;

– dispozitiv de alimentare și descărcare al benzii.

Din punct de vedere constructiv, benzile transportoare necesită un șasiu metalic pentru susținerea rolelor pe care lunecă banda cauciucată.

Numărul benzilor aferente unei estacade este impus de considerente tehnologice: debitul materialului de transportat și sorturile respective.

Din punct de vedere constructiv, o estacadă pentru benzi este realizată dintr-un sistem de grinzi și plăci, alcătuind culoarul (fig. 6.2) în care se montează banda și stâlpii de susținere. Uneori, este necesară și realizarea unor stații intermediare unghiului de întoarcere.

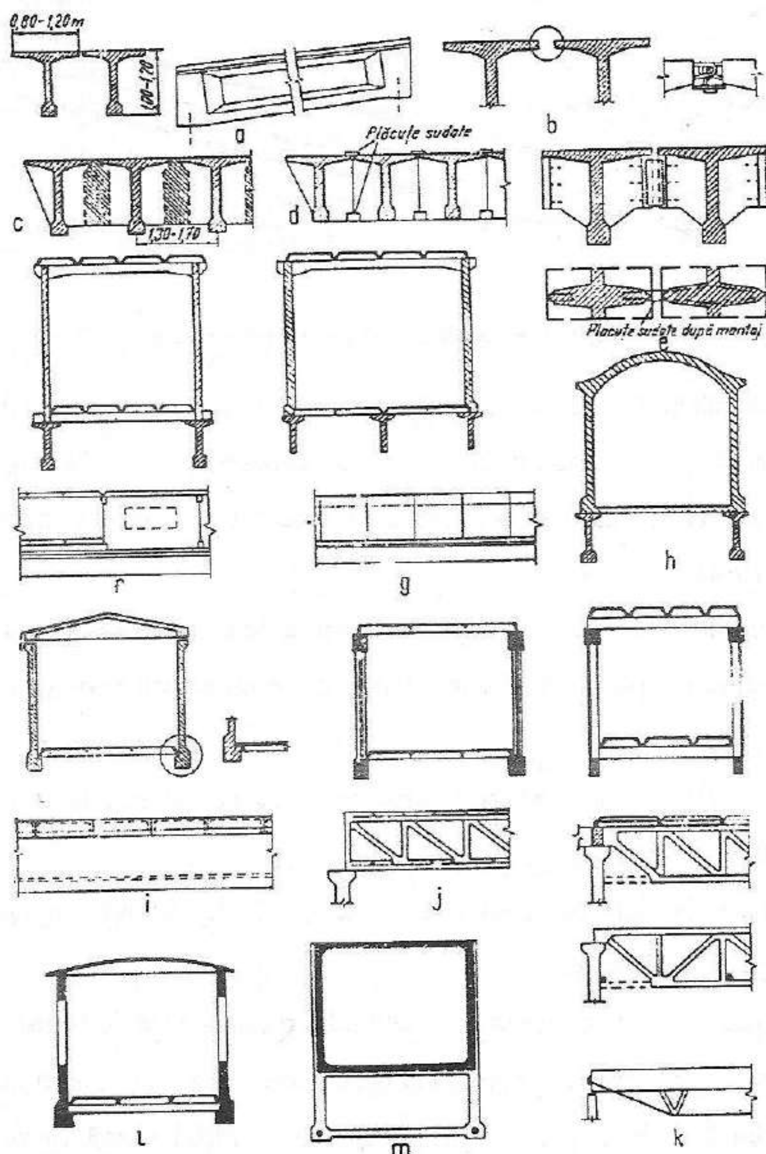


Fig. 6.2. Secțiuni transversale de culoare din beton armat prefabricat:
a, b, c, d, e – culoare deschise; *f, g, h, i, j, k, l, m* – culoare acoperite.

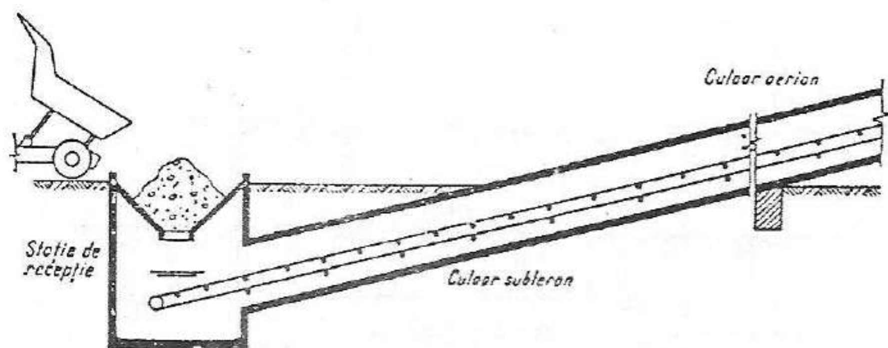


Fig. 6.3. Estacada pentru benzi transportoare.

Estacadele pentru benzi transportoare se pot realiza din metal, beton armat sau din lemn, situație în care au un caracter provizoriu. Soluția cea mai răspândită în România o constituie estacadele din beton armat și beton precomprimat.

Înălțimea utilă a culoarelor închise pentru benzi este impusă din condiții de circulație, la aproximativ 2 m. Banda de transport nu depășește în mod normal 1-1,20 m.

Estacadele pentru benzi transportoare se calculează la următoarele încărcări:

- încărcări date de bandă (șasiu role, bandă de cauciuc – are greutatea înscrisă pe fișa tehnică);
- încărcări date de greutatea materialului transportat de bandă;
- încărcări date de dispozitivul de întindere al benzii. Acest dispozitiv se utilizează la benzi cu lungime mare și se amplasează în zonele cu pierderea de tensiune mare și constă dintr-o contragreutate amplasată pentru ca banda să nu se curbeze între două role;
- încărcări longitudinale datorate frecării benzii pe role.

Estacadele prefabricate se realizează cu grinzi simplu rezemate pe stâlpi, realizându-se o încastrare constructivă cu efecte locale.

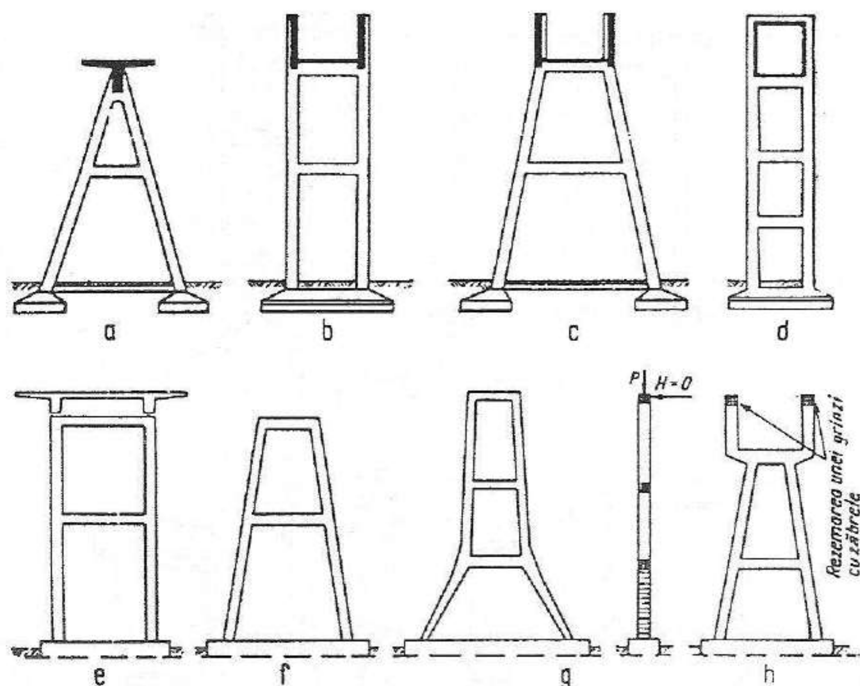


Fig. 6.4. Stâlpi din beton armat.

Stâlpii se încastrează în fundaţie, care, de regulă, este o fundaţie-pahar (fig. 6.5,*a*).

Estacadele executate din beton armat monolit sau prefabricat au ca schemă statică de calcul un cadru cu mai multe deschideri, având stâlpii încastraţi în fundaţie, şi rigla, orizontală sau înclinată. La încărcări verticale grinda cadrului poate fi aproximată cu o grindă continuă, iar la sarcini orizontale aceasta se poate considera cu rigiditate infinită, comparativ cu a stâlpului. De fapt, aşa după cum se cunoaşte, rigiditatea grinzilor este de 5-50 ori mai mare decât rigiditatea stâlpilor (considerată în lungul culoarului). Lungimea culoarului se recomandă să nu depăşească 50 m pentru a evita eforturile suplimentare ce pot apărea din temperatură.

Când nu se poate realiza un reazem fix de capăt, forţele longitudinale sunt preluate fie de stâlpi speciali, fie de toţi stâlpii estacadei.

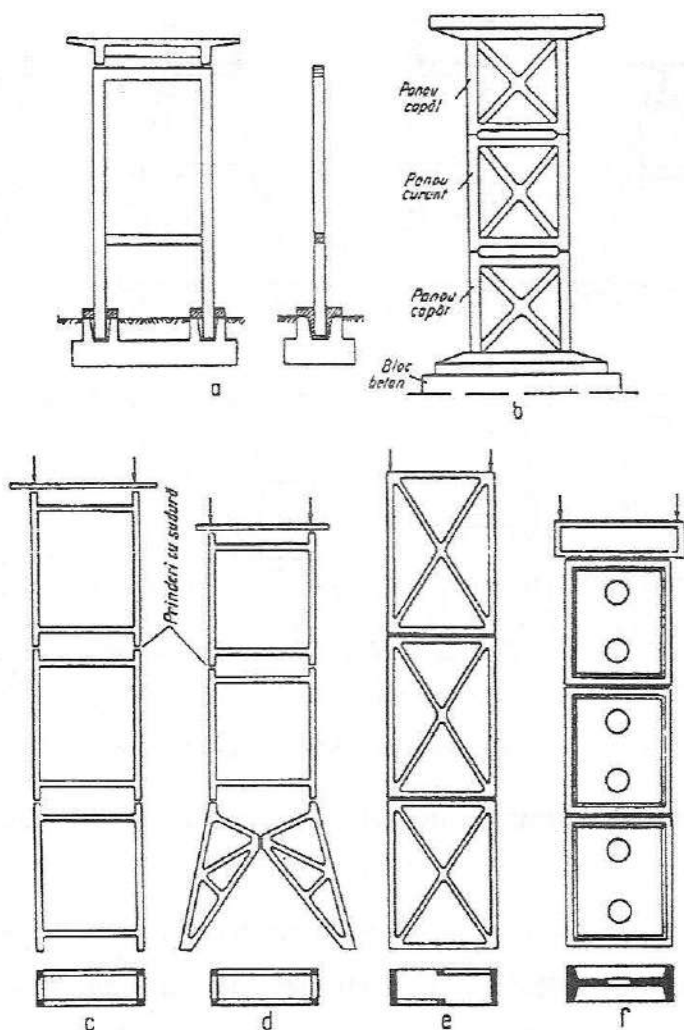


Fig. 6.5. Stâlpi din beton armat prefabricat.

În cazul reazemului articulat între grindă şi stâlp, este avantajos să s proiecteze stâlpi flexibili, forțele orizontale transmițându-se unor stâlp amplasați la mijlocul distanței dintre două rosturi.

Încărcările orizontale transversale provin din seisme şi vânt, iar cel orizontale longitudinale, din exploatare, seism şi vânt. Pentru preluare forțelor longitudinale la înălțimi de până la 10 m se pot utiliza stâlpi î formă de V (fig. 6.4,*a*).

6.1.2. Aspecte privind stabilitatea podurilor industriale din beton armat

Construcțiile care susțin poduri industriale au, în general, înălțime mare, sunt puternic solicitate la compresiune, fără a avea legături spațiale.

În general, odată cu forța longitudinală centrică apar pe bară şi solicitări de încovoiere, datorate unor excentricități ale forței longitudinale.

Forța critică elastică este:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_f^2}, \quad \eta = \frac{1}{1 - \frac{P}{\pi^2 EA}\lambda^2}$$

Lungimea de flambaj: $l_f = l\,\frac{\pi}{\psi}$

La construcțiile din beton armat monolit se recomandă ca $\lambda \geq 40$. Pentru a limita importanța diverselor defecte inițiale de execuție şi apariția deformațiilor exagerate sub încărcarea de durată, prescripțiile recomandă zveltețea maximă $\lambda \approx 70$.

Se recomandă utilizarea coeficientului de flambaj $\varphi = \frac{P_{cr}}{P_{conv}} \leq 1$, unde

P_{conv} este capacitatea portantă la compresiune centrică în ipoteza $\alpha = 0$. La dimensionarea sau verificarea elementului din beton armat trebuie ca solicitarea să verifice relația:

$$P \leq p_{cr} = \varphi P_{compr.}$$

în care $P_{compr.}$ se poate calcula printr-o metodă de dimensionare a elementelor din beton armat.

6.2. Estacade pentru conducte

În industrie se utilizează frecvent transportul sub presiune al gazelor şi lichidelor, prin conducte izolate sau neizolate termic.

Conductele au diametrul între 50 și 200 mm. Ele se pot amplasa în pământ, în canale sau galerii vizitabile, pe sol sau aerian. Traseul aerian al conductelor este preferat, datorită faptului că permite o degajare a suprafeței necesare circulației și extinderii procesului de fabricație.

Datorită drumurilor și căilor ferate industriale interioare, precum și datorită necesității asigurării circulației în caz de incendiu, conductele se amplasează la înălțimea de gabarit a vehiculelor care circulă sub linia de conducte, fie rezemându-le pe poduri industriale, fie construind în mod special suporți sau estacade. Pentru conductele care nu au portanța necesară se realizează platelaje între stâlpii de susținere. Conductele de dimensiuni mari au o rezistență și o rigiditate suficiente, astfel încât pot să-și asigure portanța necesară.

Problema proiectării o constituie determinarea distanței optime între punctele de rezemare.

Când distanța dintre stâlpi se solicită a fi mai mare, atunci se recurge la pozarea conductelor pe o estacadă specială, având o suprastructură care să asigure pachetului de conducte elementele necesare. Distanța dintre stâlpi se poate mări folosind susțineri intermediare prin cabluri. Realizarea suprastructurii pentru asigurarea punctelor de rezemare la o estacadă este costisitoare, fapt pentru care se consideră această soluție numai în următoarele cazuri:

- greutatea pachetului de conducte este mare;
- diametrele conductelor variază între limite largi;
- este necesar un spațiu de circulație între stâlpi;
- terenul de fundare este slab;
- traseul conductelor traversează cursuri de apă sau căi de comunicații.

Rezemarea conductelor pe platelaje sau pe stâlpi se realizează prin intermediul aparatelor de reazem fixe sau mobile. Reazemele mobile sunt cele care permit deplasări longitudinale ale conductelor la variații de

temperatură. Reazemele fixe sunt acelea care împiedică deplasarea conductelor pe orizontală sau verticală.

Din punct de vedere constructiv, estacada este realizată din stâlpi şi suprastructură. Suprastructura este alcătuită din două grinzi cu zăbrele longitudinale preturnate sau asamblate prin precomprimare, care susţin pe deschiderea podului antretoaze. Antretoazele se folosesc ca puncte intermediare de reazem pentru conducte.

Podul se contravântuieşte în plan orizontal pentru a prelua încărcările orizontale. Stâlpii sunt elemente care transmit încărcările podului la fundaţii.

Stâlpii pot avea diverse forme.

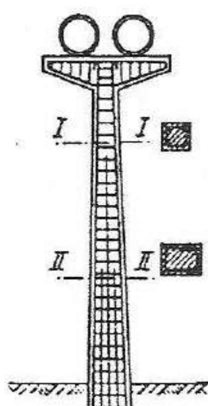
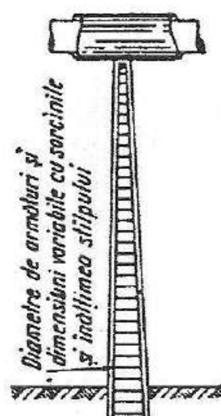


Fig. 6.6. Armarea unui suport din beton armat monolit – reazem.



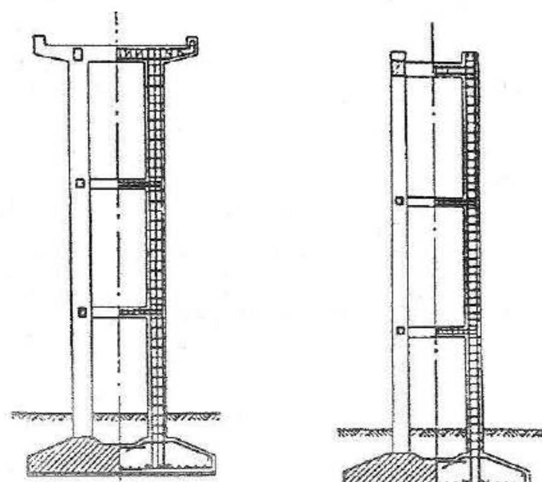


Fig. 6.7. Armarea unui suport din beton armat – secţiune compusă.

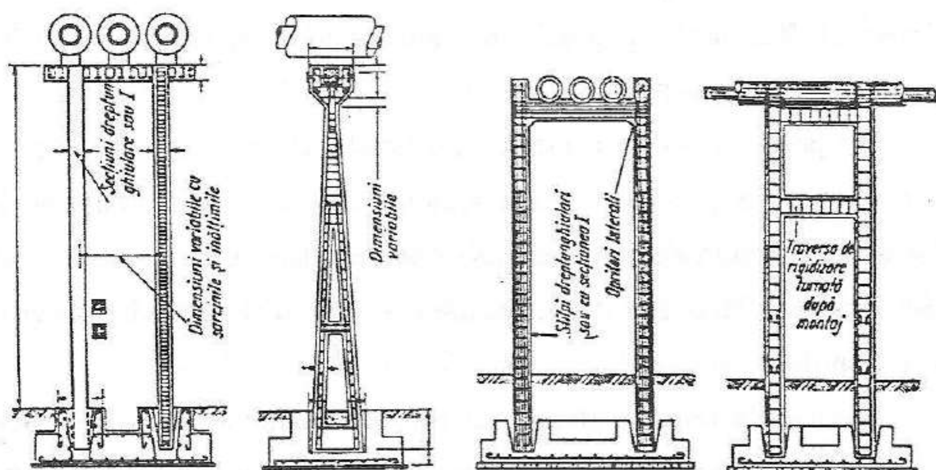


Fig. 6.8. Armarea unui suport din beton armat monolit – reazem fix.

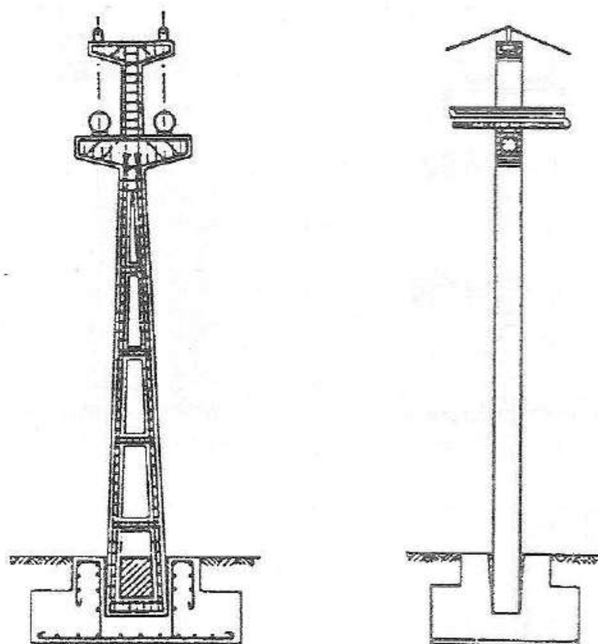


Fig. 6.9. Suport prefabricat – reazeme fixe – pentru susținerea conductelor rigide.

Calculul estacadelor pentru conducte se efectuează considerând sistemul ca un cadru cu diferite scheme statice. Sarcinile care acționează sunt:

1. Încărcări verticale:

– greutatea conductei și a termoizolației;

– greutatea lichidului transportat;

- greutatea suprastructurii;
- greutatea pasarelei de vizitare;
- greutatea zăpezii şi gheţii.

2. Încărcări orizontale:
   - variaţia lungimii conductelor şi suprastructurii datorită variaţiei lor de temperatură;
   - forţele de frecare pe peretele conductei datorită curgerii fluidului;
   - forţele dinamice (lovituri de berbec) care apar în secţiuni obturate (vane, coturi);
   - componentele orizontale ale reacţiunilor din reazemele suspedate.
3. Încărcări orizontale transversale:
   - variaţiile de lungime ale ramificaţiilor;
   - presiunea vântului;
   - acţiunea seismică.

Variaţia de lungime a ramificaţiilor datorită variaţiei de temperatură produce în conducta principală momente încovoietoare în plan orizontal.

Presiunea vântului se consideră conform prescripţiilor. Încărcările seismice, din cauza greutăţii reduse, rezultă în general foarte mici, comparativ cu acţiunea vântului şi, de regulă, nu se consideră în calcul.

6.3. Pasarele industriale

Pasarelele industriale sunt construcţii care fac legătura dintre hale şi alte construcţii industriale. Ele apar ca nişte poduri care au ca infrastructură chiar construcţiile respective şi, atunci când distanţa dintre ele este mare, se realizează şi reazeme intermediare. Astfel de construcţii se realizează ca reazemele să preia încărcări verticale precum şi împingeri longitudinale şi transversale date de poduri. Comparativ cu sarcina utilă care acţionează

pasarela, greutatea proprie a acesteia este dominantă. În multe situații, aceste pasarele sunt amplasate la înălțimi mari ceea ce face ca structura lor să fie realizată din metal sau din beton precomprimat.

Pasarelele industriale au dimensiuni variate, de la cele necesare accesului unui om la cele care suportă desfășurarea unor procese industriale, vehicule sau instalații. Ele sunt construcții menite să completeze ansamblurile industriale. Din punct de vedere funcțional, pasarelele de circulație se pot clasifica astfel:

– pasarele de legătură între secții;

– pasarele în incintă.

Din punct de vedere constructiv, ele pot fi:

– pasarele închise și încălzite;

– pasarele descoperite.

Pasarelele între secții sunt, de obicei, închise și încălzite.

Pasarelele din incinte sunt descoperite.

Secțiunea transversală a pasarelelor poate fi de o alcătuire variată, de la simpla grindă cu secțiune dreptunghiulară până la forme complicate.

În funcție de deschideri, se stabilesc secțiunile:

– grinzi simplu rezemate, deschidere: 6-15 m;

– grinzi realizate chesonat, deschidere: 12-30 m;

– grinzi cu zăbrele, deschidere: 15-40 m;

– grinzi precomprimate, deschidere: 30-100 m.

În calculul pasarelelor se au în vedere următoarele caracteristici:

– încărcarea utilă nu dă solicitări importante orizontale comparativ cu cele ale benzilor transportoare sau ale estacadelor. În cazul în care pasarelele nu sunt amplasate într-o zonă seismică, se face calculul la solicitarea orizontală pentru 1/100 din încărcarea verticală. Prin intermediul balustradei se transmit o sarcină orizontală și una verticală, de 50 kgf/m:

– având în vedere că încărcarea dată de oameni este o încărcare mobilă, în cazul grinzilor continue momentele încovoietoare maxime se obţin din încărcarea câmpurilor în şah.

Încărcările normate ale pasarelelor pot fi considerate astfel:

– 200 kg/m^2 pentru pasarele puţin circulate şi care pot fi folosite exclusiv la circulaţia persoanelor;

– 400 kg/m^2 pentru pasarele intens circulate;

– 600 kg/m^2 pentru pasarele intens circulate, cu aglomerări de persoane sau cele care servesc evacuării unor secţii tehnologice, uzine sau incinte industriale;

– încărcările curente provenite din greutate proprie, sarcini climatice, cutremure şi variaţii de temperatură care se stabilesc în conformitate cu prescripţiile în vigoare.

7.

TUNELE CIRCULABILE. CANALE PENTRU CONDUCTE. CĂMINE DE VIZITARE

7.1. Elemente generale. Alcătuire

Pentru construcţiile industriale cu multe utilităţi, se recomandă a se aşeza toate în tunele circulabile, măsură ce are în vedere supravegherea întreţinerea şi repararea instalaţiilor. Accesul în aceste tunele se face prin cămine de vizitare sau prin subsoluri, scări, accese special construite etc.

Asemenea tunele sunt recomandate a se efectua când:

- conductele deservesc consumatori importanţi, cărora trebuie să li se asigure continuitatea alimentării;

- săpăturile pentru accesul la conducte ar împiedica exploatarea industriei (treceri pe sub reţele CF, drumuri , depozite etc.);

- pe un spaţiu îngust trec mai multe conducte şi nu există posibilitatea pozării lor în pământ;

- eventualele infiltraţii din conducte sau inundaţii, datorate spargerii conductelor pot avea drept efect tasarea fundaţiilor construcţiilor apropiate;

- nu se poate evita trecerea pe sub construcţii sau pe sub fundaţii de utilaje mari (exemplu: fundaţii de laminoare).

În tunele circulabile pot fi montate conducte de alimentare cu apă industrială (caldă sau rece), apă potabilă, conducte de abur, aer comprimat etc. dar nu pot fi montate în aceleaşi tunele conductele cu apă supraîncălzită

de gaze, de combustibil lichid, cu lichide inflamabile. Conductele pentru evacuarea apelor uzate menajere nu se vor monta cu conductele de apă potabilă în acelaşi tunel. Totodată, nu se vor monta în acelaşi tunel cablurile electrice cu alte conducte. Tunelele circulabile numai pentru cabluri electrice de înaltă tensiune fac obiectul unui proiect special.

Tunelele se amplasează având în vedere amplasamentul reţelelor industriale existente, proiectate, precum şi eventualele tendinţe de extindere şi se recomandă amplasarea lor sub zonele verzi, iar traversările de cale ferată, de drumuri industriale să se facă, pe cât posibil, perpendicular pe axele acestor căi de comunicaţii.

Căminele de vizitare se amplasează :

- pentru acces în tunel;
- acolo unde vanele se manevrează cu o frecvenţă mare;
- la ramificaţiile conductelor;
- în zonele în care este nevoie de intervenţie rapidă la aparatele de control montate pe conducte.

Distanţa aproximativă între două cămine este de 100 m. Profilul în lung al tunelului va urmări panta maximă a conductelor, însă minimum 1%, pentru a se asigura scurgerea apei din tunel.

Elementele de rezistenţă ale tunelului se dimensionează la următoarele încărcări:

- greutatea stratului de umplutură de pământ peste tavanul tunelului;
- supraîncărcările normale şi cele accidentale.

7.2. Soluţii constructive

Soluţiile constructive principale sunt:

- beton armat monolit;

– beton armat prefabricat;

– beton armat monolit, cu plăci din beton armat prefabricat.

Soluția din beton armat monolit se aplică acolo unde lungimile de tunel sunt mici sau la schimbările de unghi ale traseului, la racordările conductelor, la lirele de dilatație.

Soluția din beton armat prefabricat poate fi realizată în două variante:

– tronsoane de câte 1 m lungime, cu greutate cuprinsă între 3 și 4 t;

– cadre din beton armat prefabricat încastrate în radier de beton armat.

Între cadre se montează plăci din beton armat prefabricat care formează pereții și tavanul tunelului. Greutatea unui cadru prefabricat variază între 1 și 1,5 t.

Soluția cu beton armat monolit și plăci din beton armat prefabricat deasupra se aplică în zonele în care s-au prevăzut goluri de montaj.

7.3. Elemente de calcul

Canalul cu conducte poate fi realizat închis, turnat monolit, din elemente prefabricate cu profil închis, sau din elemente care nu asigură continuitatea deformărilor la colțuri (cazul tunelelor și canalelor cu pereți din beton armat sau zidărie și acoperite cu plăci prefabricate).

În cazul tunelelor rezemate pe radier se admite repartizarea uniformă a greutății canalului pe pământul de fundații.

Canalele realizate în formă de cadru închis se calculează prin metodele de calcul static al construcțiilor din beton armat.

Se disting două cazuri, și anume:

– cadrul nu are simetrie geometrică, ceea ce reprezintă un caz foarte rar întâlnit în practică, iar sarcinile verticale și orizontale nu sunt simetrice;

– se poate conta atât pe simetria geometrică a cadrului, cât şi pe simetria încărcărilor.

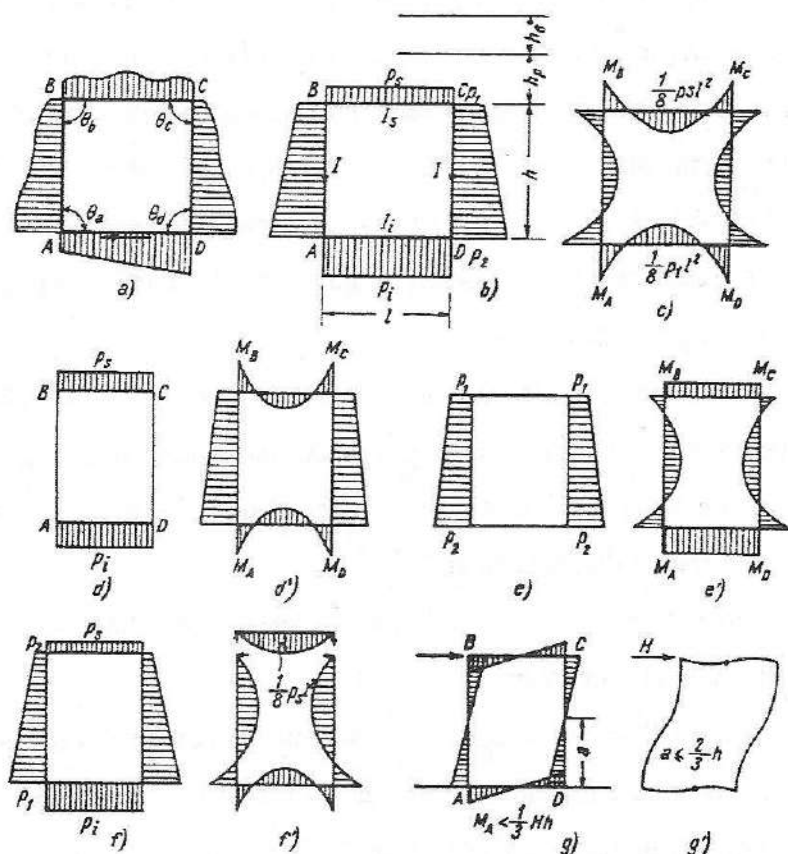


Fig. 7.1. Scheme de calcul al canalelor şi tunelelor.

7.4. Cămine de vizitare şi goluri de montaj

Căminele de vizitare se amplasează deasupra spaţiului de circulaţie din tunel, atât în secţiunea curentă cât şi în secţiunea în care tunelul se lărgeşte datorită ramificaţiilor.

Din punct de vedere al materialului constitutiv, acestea se realizează din zidărie de cărămidă sau din beton armat şi sunt acoperite cu plăci

prefabricate, capace din rigidizări din profiluri metalice sau cu capace din fontă.

Căminele amplasate în zona carosabilă vor avea capacele situate la acelaşi nivel cu carosabilul, iar cele amplasate în afară vor avea cota superioară supraînălţată cu 20-25 cm deasupra terenului. Accesul în interiorul tunelului se face prin intermediul scărilor din bare metalice încastrate în structura căminului, când conductele se montează pe o singură parte, şi pe scară metalică tip vapor, când conductele se amplasează pe ambele părţi ale tunelului (fig. 7.2).

Căminele se izolează hidrofug la exterior.

Când căminele sunt amplasate în zona apei subterane, pe toată înălţimea de contact şi pe o înălţime de minimum 20 cm deasupra nivelului maxim înregistrat al cotei apei subterane ele se vor realiza din beton armat hidroizolat la exterior, ca, de altfel, şi tunelul.

Golurile de montaj servesc la introducerea conductelor în tunel şi se practică în tavanul tunelelor.

Lăţimea golului de montaj se stabileşte în funcţie de cel mai mare diametru al conductei, luând suplimentar o rezervă de 0,5-0,8 m.

Lungimea golului de montaj va fi de minimum 3,5 m. Golurile de montaj se acoperă cu plăci prefabricate din beton armat, dimensionate astfel încât să nu depăşească greutatea de 50 kg, pentru a putea fi montate uşor.

Colectarea şi evacuarea apelor din tunel se fac cu rigole amplasate în spaţiul rezervat gabaritului de liberă trecere. Rigola are o secţiune semicirculară, cu ∅ 100 mm .

Apele în tunel pot să apară din cauza: condensării aburului pe pereţii tunelului, scăpărilor la îmbinările conductelor executate defectuos, infiltraţiilor din exterior (prin golul de montaj sau prin peretele tunelului), situaţiilor accidentale etc.

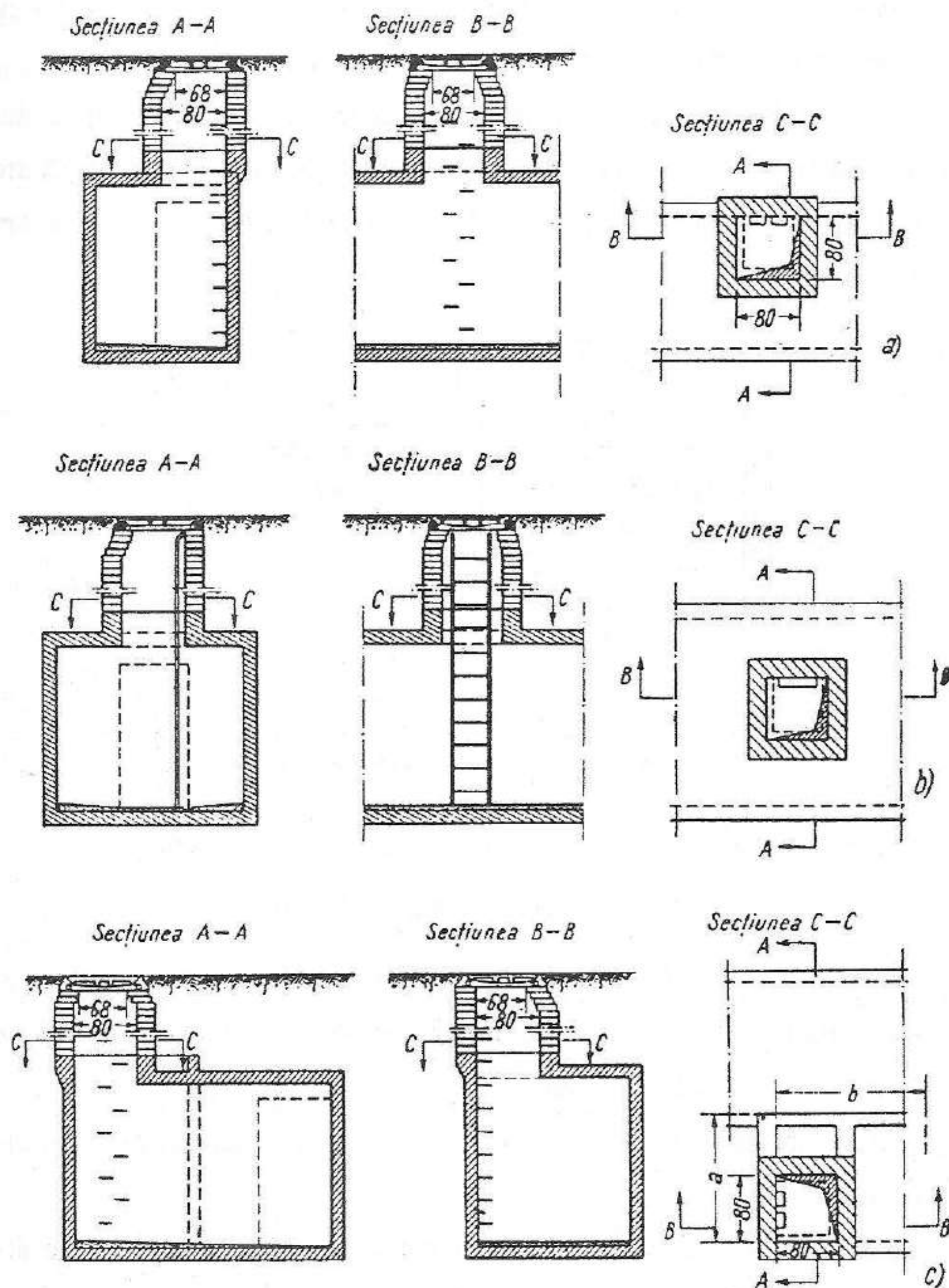


Fig. 7.2. Cămine de vizitare.

Fixarea conductelor se face atât în funcție de numărul lor, de diametre, de pantă, cât și de procesul tehnologic pe care îl deservesc. Conductele cu diametru mic, conductele termice se vor monta la partea superioară.

Pentru fixarea consolelor se prevăd la realizarea pereților tunelului plăcuțe metalice ancorate cu praznuri în structura betonului. Distanța dintre plăcuțe pe verticală este de aproximativ 50 cm, iar în plan orizontal, 100 cm (fig. 7.3).

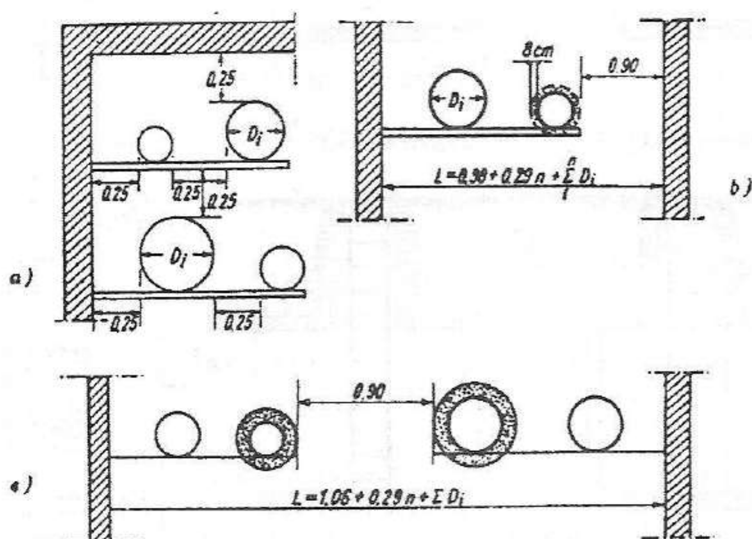


Fig. 7.3. Așezarea conductelor în tunele.

De plăcuțe se sudează un profil metalic cornier sau U, pe care se vor monta consolele. Atunci când încărcările transmise de conducte sunt importante, se prevăd console cu contrafișe.

Prinderea conductelor pe console se face diferit în funcție de diametrul conductei și panta sa.

Tunelurile se izolează hidrofug la exterior, împotriva infiltrațiilor din pânza freatică, sau la interior, atunci când tunelul este amplasat pe un teren uscat macroporic, în vederea evitării eventualelor exfiltrații accidentale, care ar putea periclita comportarea construcțiilor învecinate.

Sistemul de ventilație al tunelelor subterane circulabile este în funcție de destinația tunelelor, degajările de căldură, pericolul de infiltrate a gazelor nocive din terenul înconjurător.

În acest sens, se propun următoarele sisteme de ventilare:

– ventilarea naturală, prin evacuarea și introducerea de aer prin căminele de ventilare;

– ventilarea mecanică, prin punerea sub presiune a tunelului.

7.5. Canalele necirculabile pentru conducte

În multe cazuri nu este necesar a se face tunel vizitabil pentru conducte, acestea putând fi montate în canale necirculabile .

Aceste canale se acoperă cu dale prefabricate din beton armat sau cu capace din tablă striată. Pereții canalelor se fac similar celor pentru tunele.

Dalele de acoperire se fac de lățime necesară și de lungime 40-80 cm, astfel încât să fie ușor de montat și demontat. Dalele se calculează ca fiind simplu rezemate și au de obicei grosimi de 6-10 cm.

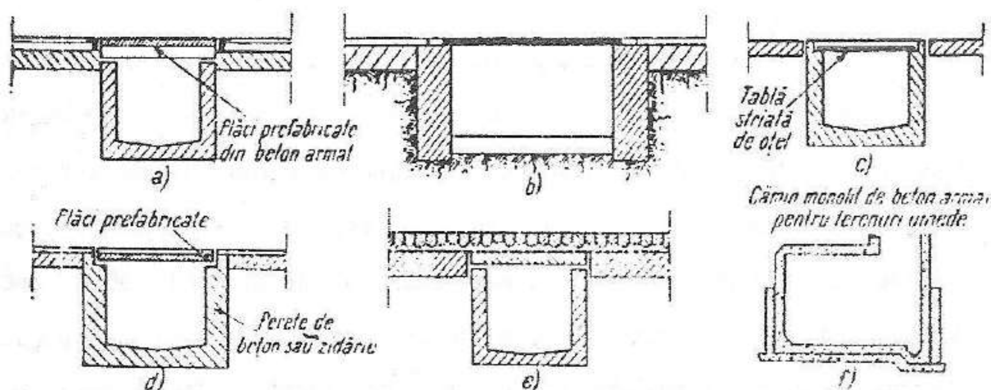


Fig. 7.4. Secțiuni exemplificative de canale necirculabile.

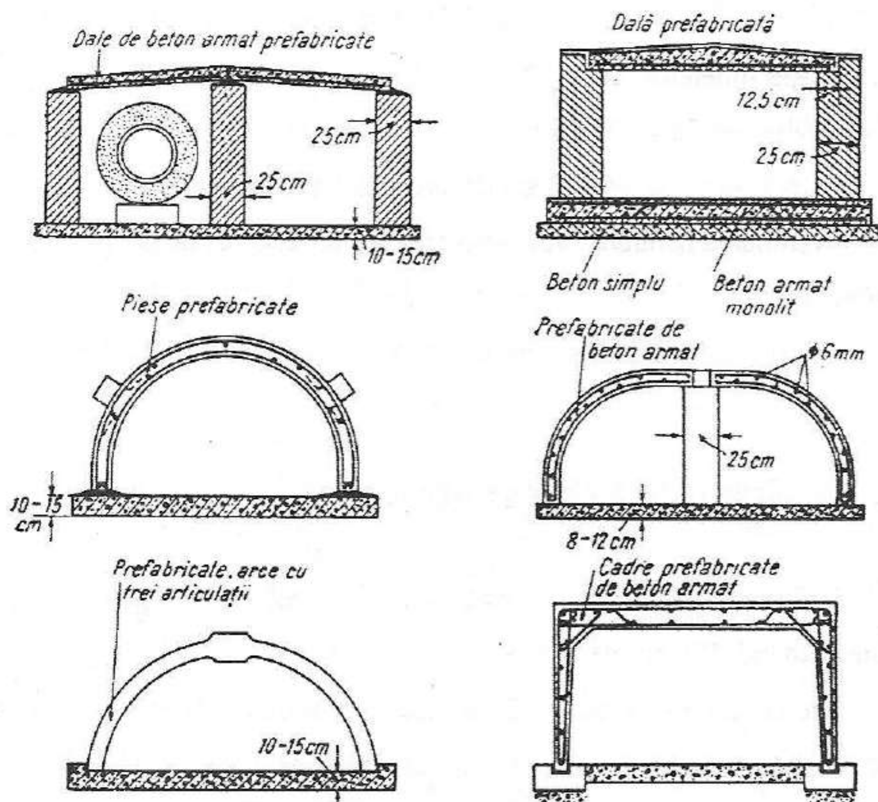


Fig. 7.5. Canale acoperite realizate cu elemente prefabricate.

7.6. Canale acoperite realizate cu elemente prefabricate

Pentru deschideri ale canalelor mai mari de 1 m se recomandă utilizarea pentru acoperire a chesoanelor. O atenție deosebită trebuie acordată rezistenței dalelor și pereților de canale atunci când în hala industrială circulă camioane grele sau vehicule pe șenile. Atunci când acestea își schimbă direcția, provoacă torsiuni puternice în pardoseală, dislocă dalele și rup pereții canalului, dacă acestea nu au rezistența necesară. În zonele cu treceri des circulate cu vehicule, canalele acoperite cu prefabricate se vor acoperi local cu plăci monolite din beton armat.

8.

MAGAZII ŞI DEPOZITE

8.1. Elemente generale

Depozitele sunt construcţii cu precădere pentru platformele industriale. Depozitele pot fi: deschise, închise, acoperite, descoperite. Când materialele care se depozitează sunt pulverulente sau granulare, se vor prevedea pereţi pentru sprijinirea acestor materiale. Întreaga alcătuire a unui astfel de depozit depinde de condiţiile de păstrare şi manipulare impuse materialelor depozitate. În acest sens, depozitele acoperă toata gama de construcţii în ceea ce priveşte izolarea termică, hidrofugă, păstrarea temperaturii constante etc.

De asemenea, mijloacele de transport pe orizontală şi pe verticală cele mai variate sunt utilizate la depozite (macarale, poduri rulante, portale, monoşine, benzi rulante, transportoare pneumatice etc.).

Depozitele sunt deservite pentru aducerea şi expedierea materialelor de căi ferate, autovehicule, estacade etc.

Unele depozite au anexate ateliere de sortare, prelucrare, împachetare sau întreţinere materiale depozitate (exemplu: depozitare tutun).

8.2. Magazii şi depozite acoperite, cu un singur nivel

Acest tip de depozite este frecvent în industrie, comerţ, gări etc. De regulă, deschiderea lor variază între 12 şi 18 m, fără a avea stâlpi interiori, sau pot avea deschideri cu stâlpi interiori.

Deschiderile interioare depind de fluxul tehnologic, de materialul depozitat, de modul de manipulare, economicitate, condiții de fundare etc.

În imaginea de mai jos se pot observa câteva secțiuni exemplificatoare de depozite.

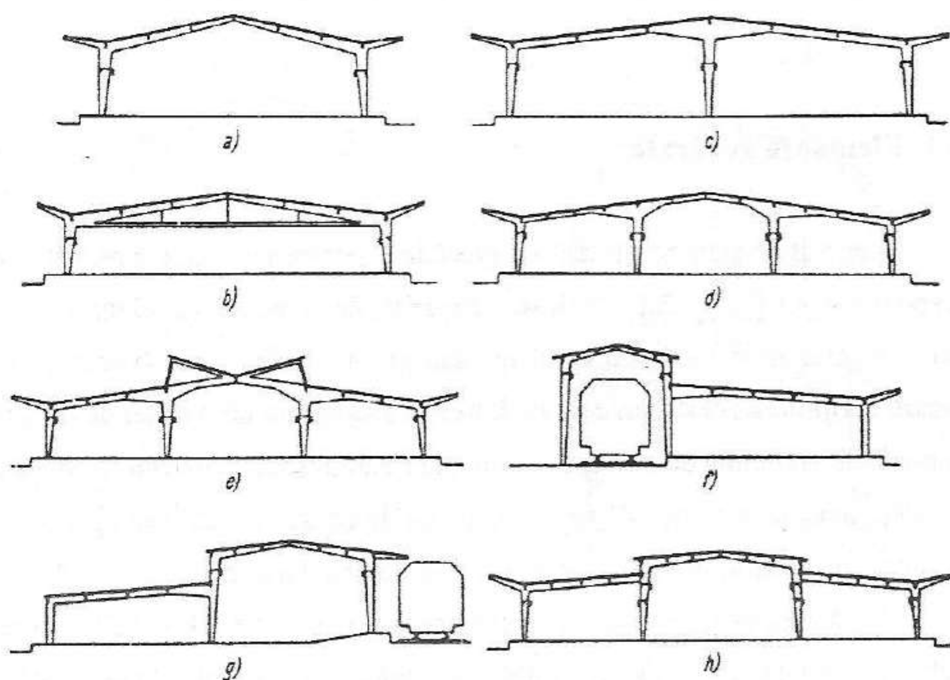


Fig. 8.1. Secțiuni și depozite cu un nivel, cu acoperișul în cadre.

Magaziile se acoperă cu planșee alcătuite din grinzi și plăci, cu bolți subțiri, rezemate pe arce sau cadre cu bare curbe. Structurile constructive se pot realiza din beton armat, monolit, prefabricat și, mai rar, precomprimat.

În mod curent, se întâlnesc magazii deservite de linie CF, fapt pentru care se prevăd cu peron de minimum 1,20 m lățime, la nivelul de descărcare al vagonului. La materialele care nu pot fi expuse umidității, peroanele se vor prevedea cu copertină. Față de terenul înconjurător, pardoseala magaziilor se va pune la 1,10 m, care este cota rampei de descărcare în vagoane sau mijloace auto.

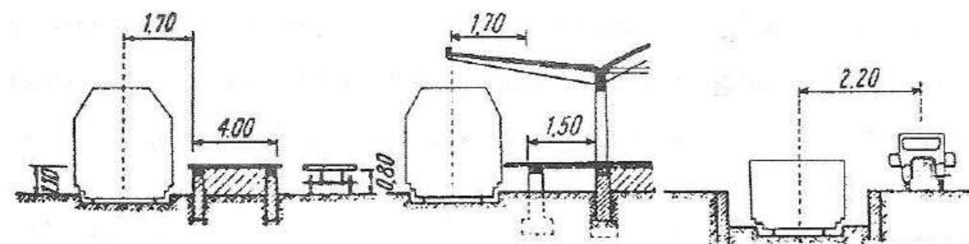


Fig. 8.2. Peroane rampe.

Pardoselile magaziilor sunt adecvate pentru a suporta greutatea materialului depozitat şi transportul.

Pentru materiale pulverulente granulare, depozitate în vrac, se fac construcţii cu panta apropiată de panta naturală a materialului.

Se fac magazii cu o formă triunghiulară, realizate cu bolţi subţiri sau cu arce cu 3 articulaţii, având o formă apropiată de cea triunghiulară şi cu o deschidere de 20-50 m. La aceste magazii încărcarea se face la partea superioară prin tuburi, benzi transportoare, iar descărcarea se face prin uşi aşezate la nivelul terenului, sau pneumatic.

Când magaziile se fac din arce, acestea pot fi prefabricate, pe care reazemă chesoane prefabricate.

În unele situaţii se pot folosi soluţii mixte, cum este soluţia aplicată la depozitul de pirită al unei fabrici de superfosfaţi.

Hala depozitului are deschiderea de 30 m şi 7 travee de 6 m fiecare.

Stâlpii sunt prefabricaţi din beton armat de 15,60 m înălţime, pe care reazemă ferme metalice. Pe ferme s-au montat chesoane prefabricate.

S-au utilizat la depozite şi magazii undele prefabricate. Undele prefabricate sunt alcătuite dintr-o pânză subţire în formă de boltă, rezemată pe nervuri laterale, ansamblul având forma unui cheson. Din două chesoane rezemate la partea superioară se obţine un element de hală.

În mod curent, la montaj unul dintre capetele de undă alunecă pe un cărucior, în timp ce altul este ridicat din punctul central al magaziei. Unda

prefabricată este la final așezată pe fundație și se sprijină de piesa pereche la cheie, iar la punctul de rezemare a două nervuri se face betonarea. Asemenea construcții devin avantajoase după ce s-a amortizat utilajul de montaj.

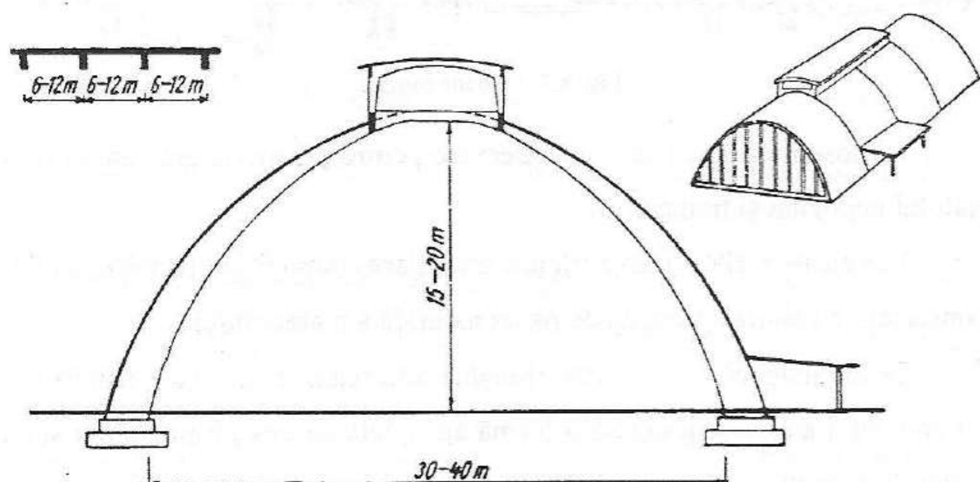


Fig. 8.3. Depozit pentru materiale în vrac, realizat în bolți subțiri.

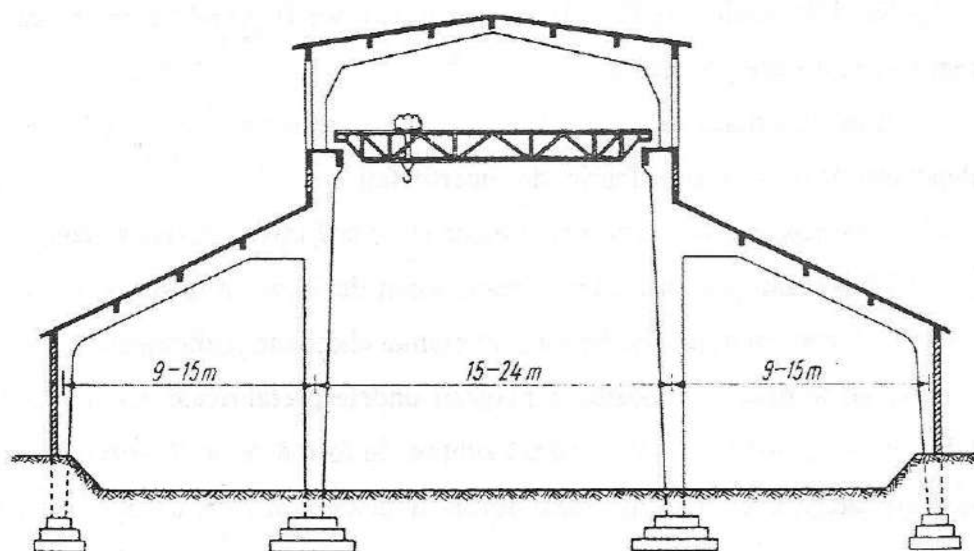


Fig. 8.4. Depozit pentru materiale în vrac, realizat în cadre.

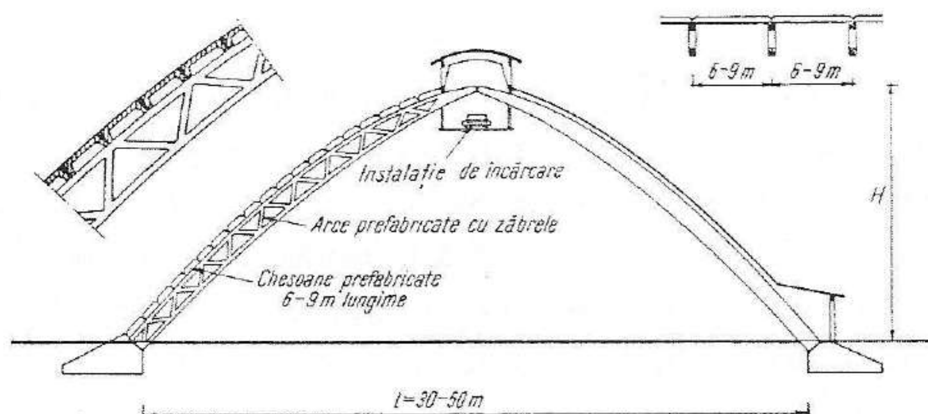
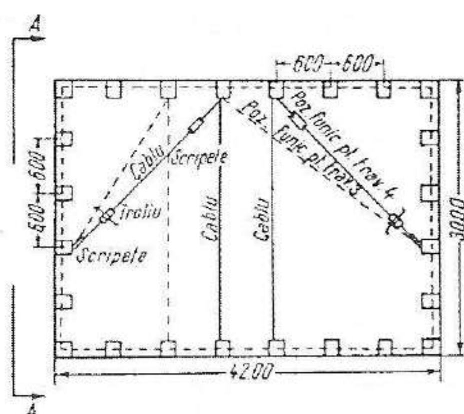
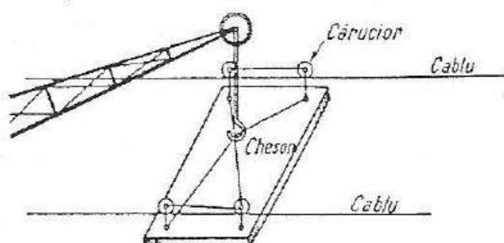


Fig. 8.5. Depozit prefabricat pentru materiale în vrac realizat în arce cu trei articulaţii.





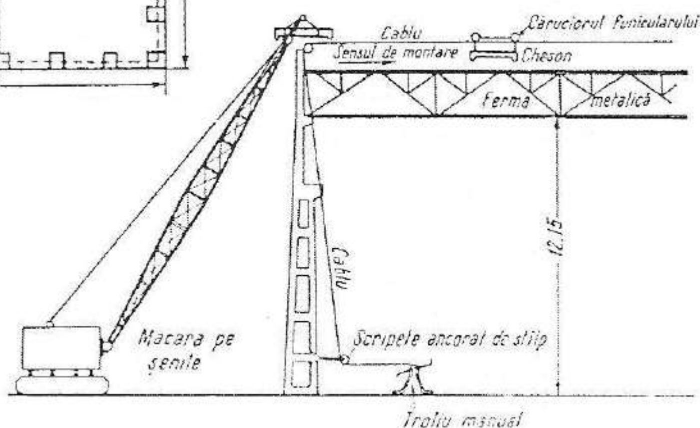


Fig. 8.6. Montarea chesoanelor cu ajutorul funicularului , la depozitul de pirită.

8.3. Magazii și depozite etajate

Când se dispune de o suprafață de teren limitată și materialul depozitat permite a se dispune pe verticală, se realizează depozite și magazii etajate. Din motive economice magaziile cu etaje au stâlpii apropiați (4,5-9 m), iar traveea, de 4,5-7,5 m. Înălțimea etajelor depinde de natura materialului depozitat.

Magaziile cu etaje impun utilizarea mijloacelor de ridicat materiale pe verticală. Astfel de depozite se pot realiza în soluție monolită sau prefabricată. În multe situații, pentru a economisi spațiu pe înălțime, s-au adoptat planșee-ciuperci.

La depozitarea pieselor mari, grele, a unor materiale pulverulente și în multe alte situații se admite chiar intrarea vagonului în depozit și descărcarea cu macarale rulante lângă vagon sau ridicarea cu aceeași macara a materialelor la etaj.

Fig. 8.7. Magazia de borhot uscat de la o fabrică de zahăr – montajul undelor prefabricate

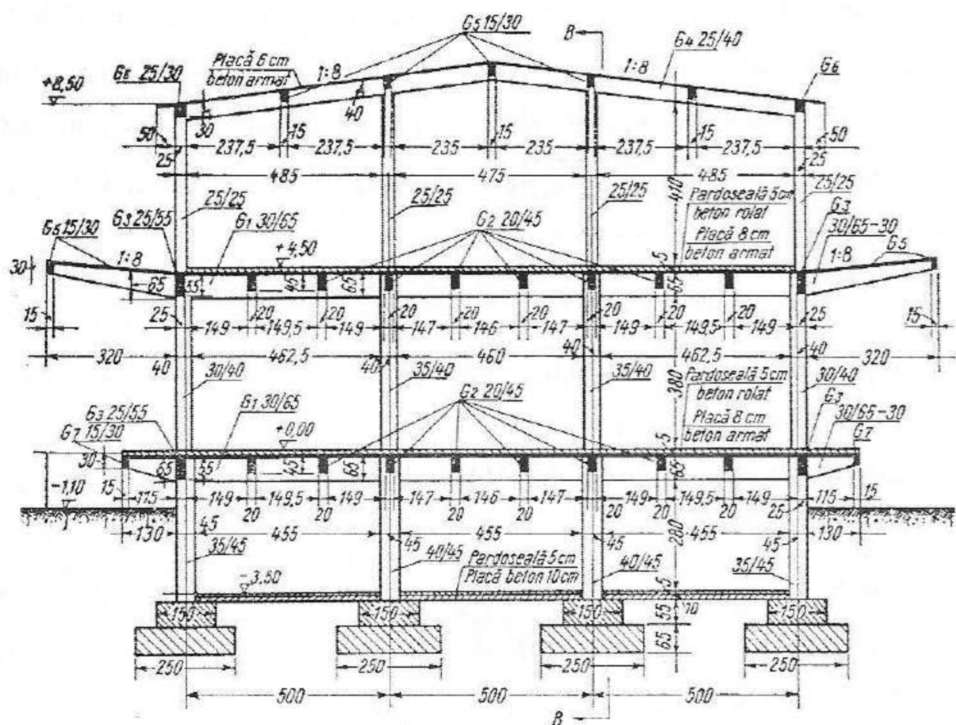


Fig. 8.8. Magazie cu etaje realizată din beton armat monolit.

În calculul depozitelor cu etaje se va ţine seama de un coeficient de simultaneitate a încărcărilor, când se calculează grinzile şi stâlpii. În acest sens, se vor avea în vedere următoarele aspecte:

– un procent de spaţiu pentru circulaţie şi protecţie, conform normelor în vigoare;

– un coeficient de simultaneitate, când se determină sarcina aferentă stâlpilor (coeficientul are în vedere şi natura exploatării depozitului).

Calculul se face la încărcări uniform distribuite pe suprafaţa planşeelor, iar dacă există încărcări localizate din condiţii de exploatare, se vor face verificări şi în aceste ipoteze.

Depozitele etajate sunt construcţii grele, fapt pentru care este necesară adoptarea unor sisteme de fundaţii corespunzătoare (piloţi sau radiere generale), pentru a evita eventualele tasări ce pot să apară în timpul exploatării.

Aceste depozite au nevoie de instalații de transport al materialelor depozitate, atât pe orizontală cât și pe verticală. Pentru ridicarea materialelor se utilizează ascensoare, pentru transportul pe orizontală, cărucioare sau monoșine, iar pentru descărcarea sau încărcarea în vagoane, poduri rulante, macarale portal etc.

8.4. Depozite acoperite, deschise lateral

Depozitele acoperite, deschise lateral, sunt analoage celor prezentate anterior. Structura constructivă poate fi similară celei de la hala industrială.

Acoperișul se poate realiza în diferite soluții: bolți autoportante, arce sau grinzi cu zăbrele peste care poate rezema orice tip de învelitoare și chesoane. În calcul se va ține seama de influența vânturilor care acționează pe acoperiș de jos în sus și care ar putea smulge acoperișul de pe punctele de reazem.

Se va avea în vedere influența defavorabilă a lipsei închiderii perimetrale, care, de regulă, consolidează o clădire la sarcini orizontale.

Depozitele destinate materialelor pulverulente sau granulare se prevăd cu pereți exteriori capabili să reziste la împingerea materialelor depozitate. Din acest motiv, structura acestora se realizează cu rigidizări. Din punct de vedere al modului de fundare, pereții se pot realiza în două variante:

– ziduri de sprijin ce descarcă direct pe stratul bun de fundare;

– pereți sprijiniți de stâlpii estacadei depozitului sau de stâlpii structurii de acoperiș a depozitului.

Prima variantă nu este economică, fapt pentru care se aplică pe o scară redusă (la depozitele neacoperite sau când sunt motive de a proteja stâlpii de împingerile orizontale).

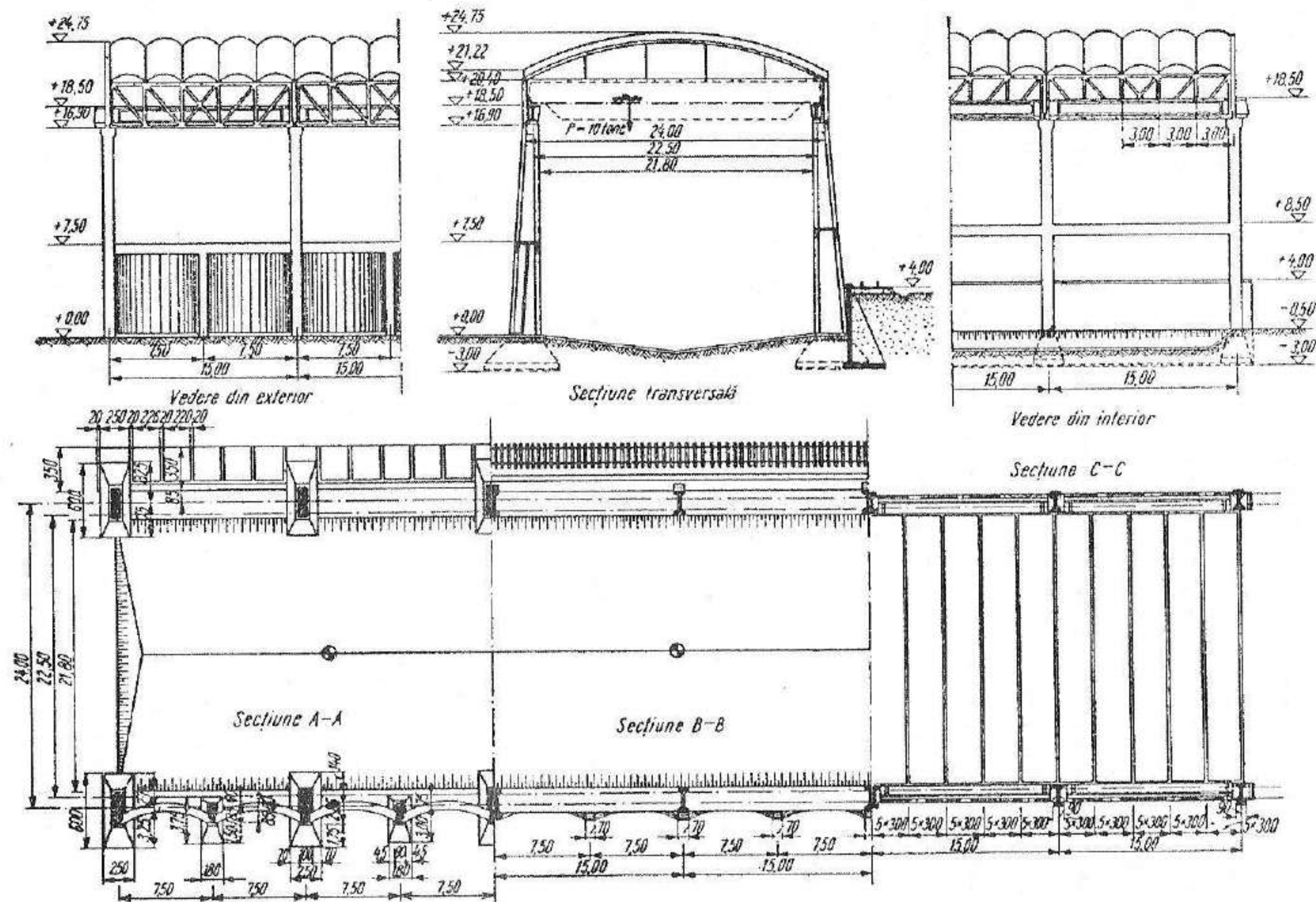


Fig. 8.9. Depozit deschis lateral, acoperit cu bolți cu dublă curbură.

În prima variantă, pereții se execută cu o talpă inferioară echilibrată prin materialul depozitat. Pereții verticali, când sunt înalți, se prevăd cu grinzi orizontale dispuse la distanțe variabile, în funcție de distribuția stării de eforturi și tensiuni pe înălțime.

Se recomandă ca diafragmele de rigidizare să fie dispuse spre interiorul depozitului, placa, în acest mod, contribuind la preluarea eforturilor de compresiune produse de încovoiere.

Acest mod nu este posibil mereu, deoarece ranforții împiedică depozitarea.

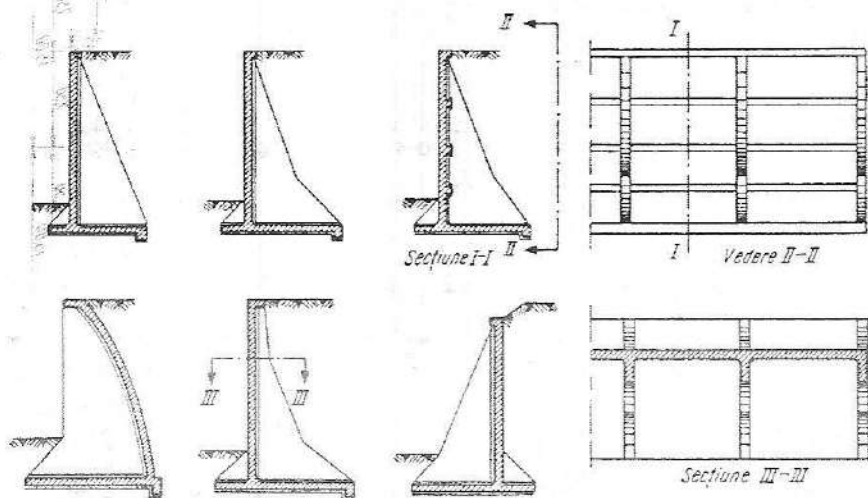


Fig. 8.10. Pereți laterali în depozite descoperite, rezemați pe pământ.

Pot fi făcuți de asemenea pereți sprijiniți pe pământ, din piese prefabricate astfel dispuse încât să creeze o zidărie. Se utilizează în special piese în formă de I.

Sprijiniți pe stâlpi, pereții exteriori se pot face din:

– beton armat turnat monolit;

– elemente prefabricate.

Din beton armat turnat monolit, pereții sunt asemenea pereților de rezervoare de apă. Ei sunt alcătuiți ca o placă rezemată pe stâlpii podului

rulant, când aceşti stâlpi sunt foarte apropiaţi, sub circa 3-4-5 m, şi sub forma unei plăci rezemate pe grinzi orizontale, grinzi care reazemă la rândul lor pe stâlpii construcţiei. Acest sistem este indicat în special atunci când stâlpii podului rulant sunt aşezaţi la distanţe mai mari de 4-5 m (fig. 8.11).

Pereţii devin mai economici când sunt făcuţi sub formă de bolţi orizontale care transmit împingerea stâlpilor construcţiei (fig. 8.12).

Bolţile comprimate, cu concavitatea înspre exterior, oferă soluţia cea mai bună, dar pierd din spaţiul de depozitare. Când sunt cu concavitatea spre depozit, au pereţii întinşi şi dau fisuri; în schimb, utilizează bine spaţiul de depozitare. S-au făcut pereţi exteriori pentru depozite, alcătuiţi cu suprafeţe subţiri (porţiuni de paraboloizi hiperbolici) rezemate pe stâlpi. Grosimea acestor elemente de construcţie este foarte redusă, 5-6 cm, şi au o rezistenţă foarte ridicată (fig. 8.12,g) .

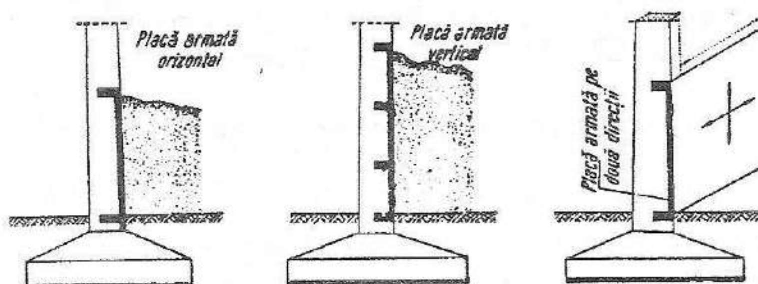


Fig. 8.11. Pereţi laterali turnaţi monolit.

Pereţii prefabricaţi sprijiniţi pe stâlpi se fac asemenea planşeelor prefabricate din grinzi pe care reazemă plăci sau chesoane (fig. 8.12). Se pot face de asemenea elemente de bolţi cu lungimi între doi stâlpi sau bolţi din elemente mici, monolitizate. Monolitizarea se face cu uşurinţă, construcţia dezvoltându-se ca o construcţie de zidărie.

Pereţii despărţitori se pot face de asemenea din:

– beton armat monolit;

– prefabricate de beton armat.

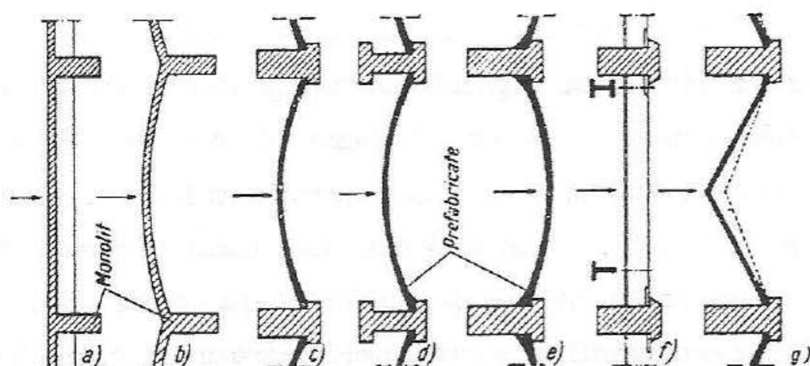


Fig. 8.12. Pereți laterali prefabricați.

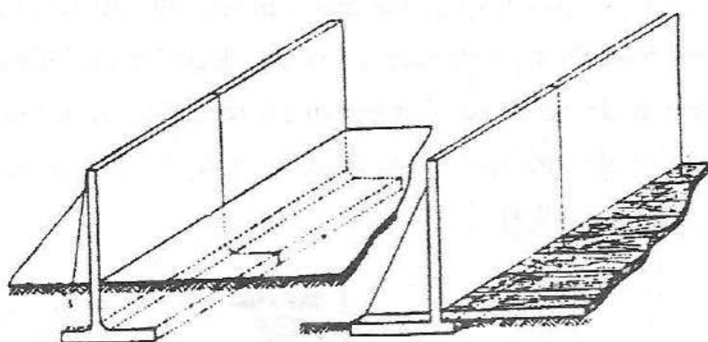


Fig. 8.13. Pereți interiori prefabricați, în depozite descoperite.

Din beton armat monolit pereții se fac similar pereților de rezervoare de apă. Ei se tratează ca niște cutii spațiale, cu pereții rezemați unii pe alții, într-un sistem celular.

De asemenea, se pot face acești pereți similar celor exteriori rezemați direct pe pământ, atunci când împingerile sunt dirijate într-o singură parte.

Când împingerile nu sunt mari, se pot face pereții despărțitori cu tălpi, pe panouri care se pot așeza unele lângă altele, în orice formă dorim.

Echilibrarea împingerilor este dată de însuși materialul depozitat care sprijină pe talpa de fundație (fig. 8.13).

Se pot face de asemenea pereți despărțitori după tipul gardurilor, din stâlpi cu renuri în care intră plăci de beton armat, similare scândurilor (fig. 8.14).

Stâlpii se fac de dimensiuni variabile, cu începere de la 15 cm latura secțiunii, iar scândurile se fac cu grosimi începând de la 5 cm.

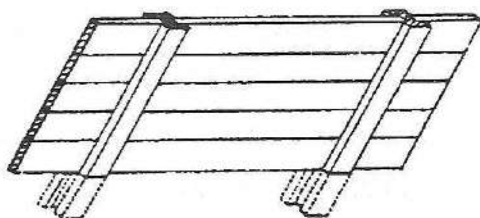


Fig. 8.14. Pereți interiori prefabricați în depozite descoperite alcătuiți din stâlpi și plăci.

Stâlpii sunt plantați în pământ și, după importanța împingerilor pe care le au de suportat, sunt burați cu pământ și resturi de alicărie de pe șantier, cu pietriș, sau sunt montați în fundații-pahar de beton sau beton armat.

În unele cazuri, depozitele de materiale sunt vecine cu halele industriale. În aceste cazuri stâlpii halei susțin și calea de rulare a depozitului, iar pereții halei pot deveni ziduri de sprijin pentru materialele depozitate.

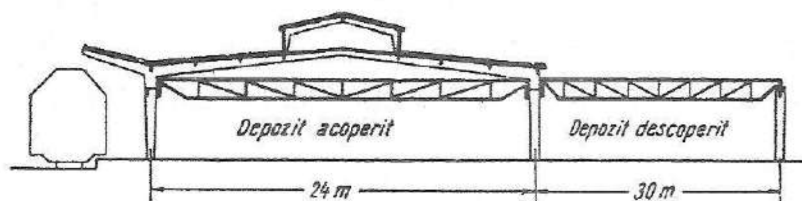


Fig. 8.15. Depozit de materiale vecin cu o hală industrială.

Trebuie evitată o asemenea depozitare dacă acești pereți nu au fost alcătuiți în mod special pentru a primi împingerea materialelor din depozit (fig. 8.15).

8.5. Depozite descoperite

Depozitele descoperite sunt întâlnite în marea majoritate a industriilor, dar, cu precădere, în industria metalurgică, siderurgică, industria hârtiei.

Aceste depozite, de regulă, sunt destinate materiilor prime și sunt amplasate în imediata vecinătate a halelor industriale.

Dimensiunile depozitelor depind de suprafața necesară depozitării, iar înălțimea este condiționată de volumul materialului depozitat. În mod obișnuit, până la cota șinei de rulare se lasă 6-9 m, dar sunt situații în care s-a ajuns cu înălțimea căii de rulare la 20-25 m.

În această ultimă situație, stâlpii se vor realiza cu forme speciale care să confere structurii stabilitatea necesară la acțiuni orizontale (exemplu: zăbrele, contrafise etc.), sau se realizează din beton precomprimat. Stâlpii ce susțin grinzile de rulare se pot realiza din: beton armat turnat monolit, beton armat prefabricat, beton armat precomprimat sau din elemente precomprimate asamblate prin precomprimare.

Stâlpii pot avea secțiuni variate: dreptunghiulare pline; în formă de I; cu goluri în formă apropiată grinzilor cu zăbrele; cu goluri de formă dreptunghiulară, cu antretoaze de legătură; cu goluri interioare, realizați în soluție prefabricată sau tronsoane prefabricate, asamblate prin precomprimare.

Grinzile de rulare sunt similare celor din depozitele închise.

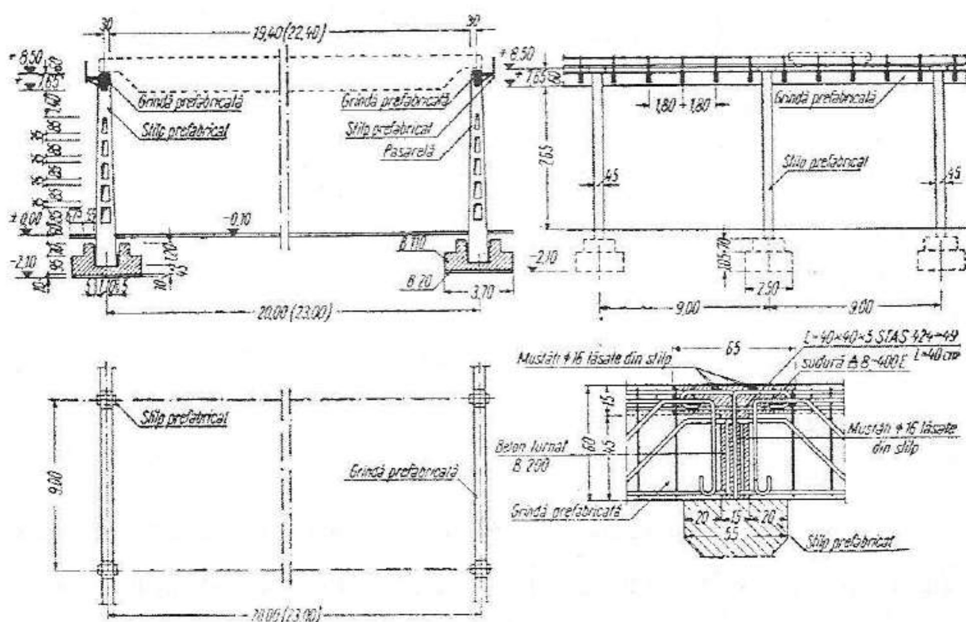


Fig. 8.16. Depozit descoperit. Secțiuni. Vedere.

Tabelul 8.1

METODELE DE TRANSPORT, DESCARCARE-ÎNCARCARE ŞI DEPOZITARE ALE UNOR MATERIALE MAI IMPORTANTE

Grupa de mărfuri	Marfa	Modul de transport pe cale ferată	Condiţii speciale	Modul de descărcare şi încărcare	Modul de depozitare
1	2	3	4	5	6
Mărfuri lichide	Produse albe (benzină, petrol lampant, gazolină)	Vagoane cisternă de 10-20 mc, butoaie de tablă de 200 l, în vagoane deschise sau închise	Măsuri de securitate contra focului şi exploziilor	Încărcare: pompă pentru vagoane cisternă, cărucior pentru butoaie	Rezervoare subterane, depozite acoperite, în aer liber
	Uleiuri de ungere de maşini, de motoare şi de cilindri	Vagoane cisternă de 5-10 mc, butoaie de tablă sau de lemn de 200l, în vagoane deschise sau închise	Măsuri de securitate împotriva focului	Descărcare: conducat de evacuare până la rezervoarele subterane, cărucior pentru butoaie, pentru păcură şi melasă; conductele de evacuare trebuie încălzite	Rezervoare subterane, depozite acoperite, magazii închise
	Păcură	Vagoane cisternă de 10-20 mc	Măsuri de securitate împotriva focului, posibilitatea încălzirii produsului la golire		Rezervoare subterane, magazii închise
	Melasă	Vagoane cisternă de 10-20 mc	Posibilitatea de încălzire în timpul golirii		Rezervoare subterane, depozite închise
Mărfuri în vrac	Cărbune(cărbune mineral, antracit, cocs lignit)	Vagoane deschise basculante	Aspirarea prafului de la bunchere	Încărcarea şi descărcarea cu lopata, jgheaburi de alunecare, bandă rulantă, macara de încărcare-descărcare, instalaţii de încărcare	Depozitare în aer liber, bunchere, şoproane acoperite
Mărfuri în vrac	Zgura	Vagoane deschise basculante	Răcirea zgurei	Încărcarea- descărcarea cu lopata, jgheaburi de alunecare, banda rulantă, macara	Depozitare în aer liber, bunchere
Mărfuri în vrac	Metale şi aliaje	Vagoane basculante deschise şi închise	Metale preţioase în saci de 50 kg	Încărcarea manuală cu lopata, cărucior, macara, bandă rulantă-transportor	Depozitare în aer liber, bunchere, şoproane, magazii

Tabelul 8.1 (continuare)

1	2	3	4	5	6
	Nisip, praf, gunoaie	Vagoane deschise basculante, cu fundul în formă de sea		Încărcarea manuală cu lopata şi mecanică, jgheaburi de alunecare, banda rulantă (de transportor), Macara	Depozitare în aer liber, bunchere
	Piatră de var	Vagoane deschise		Încărcarea manuală, jgheaburi de alunecare, banda rulantă, macara	Magazii deschise-închise, bunchere
	Ciment betonit	Vagoane închise şi containere	Protecţia contra umezelii	Saci, cărucioare, macarale	Depozite acoperite, bunchere
	Pietriş de râu sau piatră concasată	Vagoane deschise basculante şi în formă de cupă		Încărcarea- descărcarea manuală cu lopata sau mecanică, jgheaburi de alunecare, macara, transportor cu bandă	Depozitare în aer liber, bunchere
	Argilă	Vagoane deschise		Încărcarea- descărcarea manuală cu lopata, macara, containere	Depozitare în aer liber, şoproane acoperite
	Cărămizi, cărămizi refractare	Vagoane deschise şi închise	Protecţia împotriva spargerii şi deteriorărilor (fragil)	Descărcare manuală, macara	Şoproane acoperite
	Fier vechi şi alte deşeuri de metal (turnate, laminate, containere)	Vagoane deschise		Instalaţii de transport cu cupe, macara, descărcare manuală	Depozitare în aer liber, bunchere
Mărfuri în bucăţi (piese izolate)	Până la 500 kg	Vagoane acoperite		Cărucioare de mână, poduri rulante, bandă rulantă, macara, cărucioare electrice de ridicare	Depozite acoperite şi deschise

Tabelul 8.1 (continuare)

1	2	3	4	5	6
	Între 500 şi 1500 kg	Vagoane acoperite		Poduri rulante, macarale, cărucioare electrice de ridicat	Depozite şi magazii acoperite şi deschise
	Între 1500 şi 3000 kg	Vagoane acoperite		Poduri rulante, macarale electrice, cărucioare electrice de ridicat, cărucioare cu macara	Depozite şi magazii acoperite şi deschise
	Rezervoare de transport şi mărfuri grele	Vagoane deschise şi vagoane platformă		Macarale, instalaţii de încărcare	Depozite şi magazii deschise şi acoperite
	Tablă şi mărfuri cu volum mare	Vagoane platformă, vagoane acoperite		Descărcare manuală, macarale, instalaţii de încărcare	Depozite în aer liber
	Producţie laminate, şine, fier profil şi conducte	Vagoane platformă şi vagoane acoperite		Macarale, instalaţii de încărcare	Depozite deschise şi acoperite

9.

STAȚII DE EPURARE PENTRU PLATFORMELE INDUSTRIALE

9.1. Elemente generale

Pentru asigurarea cantitativă şi calitativă a apei necesare tuturor folosințelor se impune ca, pe lângă lucrările de gospodărire a apelor, să se dezvolte tehnologii de epurare. Procesul de epurare constă în îndepărtarea din apele uzate a substanțelor poluante, în scopul protecției calității apei şi, în general, a mediului înconjurător. Epurarea apelor uzate se realizează în construcții şi instalații grupate într-o succesiune tehnologică în cadrul unei stații de epurare. În mod curent, canalizarea localităților prevede evacuarea în comun a apelor uzate menajere şi industriale. Dacă apele uzate industriale nu îndeplinesc o serie de indicatori, ele vor fi supuse unui proces preliminar de epurare în stațiile de epurare ale platformelor industriale.

În ultima perioadă se manifestă o preocupare deosebită pe plan internațional privind adoptarea unor strategii preventive (corective) pentru depoluare.

Eliminarea totală a deversărilor apelor reziduale industriale este aproape imposibilă, deoarece vor exista întotdeauna neajunsuri, pierderi, etanşeități sau deversări necontrolate. Toate platformele industriale cu tehnologii de fabricație poluante trebuie să fie prevăzute cu stații de epurare.

Procedeele de epurare se axează pe următoarele metode:

– tratarea cu var, ca treaptă primară;

– tratarea cu var în prezența unor ioni metalici;

– tratarea apelor cu sulfat de aluminiu;

– epurarea electrochimică;

– filtrare cu filtre cu carbon activ;

– epurarea apelor reziduale cu ajutorul schimbătorilor de ioni;

– epurarea prin membrane polimerice;

– epurarea prin tratare cu polielectroliți anionici și cationici.

♦ Procedeul de tratare a apelor reziduale cu lapte de var constă în amestecul dintre apa uzată și laptele de var într-o concentrație de 15%, într-un rezervor de amestec, după care apele sunt preluate într-un rezervor de flocurare și apoi de decantoare.

♦ Tratarea apei reziduale cu var, în prezența ionilor bi și trivalenți, urmează procedeul prezentat anterior, cu deosebirea că se introduc ioni care contribuie la rezultate de epurare mai bune.

♦ Tratarea apelor uzate cu sulfat de aluminiu constă în introducerea apelor uzate epurate mecanic și biologic într-un bazin de amestecare cu sulfat de aluminiu (300 mg/l) care, de fapt, îmbunătățește procesul de decantare și filtrare al nămolului. Apele tratate sunt trecute într-un bazin de neutralizare (se adaugă sulfat de sodiu 36 mg/l, în decantoare).

♦ Epurarea apei uzate prin absorbție cu carbon activ încă nu este aplicată – procedeul fiind studiat la nivel de laborator și la nivel de stație pilot.

♦ Epurarea apelor uzate cu ajutorul schimbătorilor de ioni este un procedeu aplicat pe scară largă în Suedia și constă în utilizarea ca schimbător de ioni a unei rășini speciale, rezistentă din punct de vedere chimic la acțiunea clorului. Instalația are următoarele componente: zonă de tratare,

cameră de ionizare, zonă de regenerare a rășinii și două zone de spălare în contracurent.

♦ Epurarea apelor reziduale prin membrane este un procedeu care utilizează șapte trepte de ultrafiltrare, folosind membrane de polisulfonat.

♦ Epurarea apelor uzate prin metode electrochimice constă în oxidarea compușilor organici derivați în apele reziduale folosind electrozi.

♦ Epurarea apelor uzate prin tratarea cu polielectroliți anionici și cationici constă în tratarea în cuve de diluție cu polielectrolit DEC 50 (produs de firma franceză FLOERGER).

9.2. Construcții aferente stațiilor de epurare

Stația de epurare cuprinde o serie de construcții.

În treapta mecanică a circuitului I sunt incluse:

– bazine de amestec cu reactivi pentru reglarea *p*H-ului, realizate din beton armat, cu șicane în plan orizontal;

– grătare metalice;

– stație de pompare;

– cameră de distribuție cu cameră de liniștire și două compartimentări simetrice, cu deversor egal de distribuție;

– decantoare primare radiale, cu diametrul de 30 m, care pot asigura un volum util de 1500 m^3 fiecare.

Treapta mecanică a circuitului II este compusă din:

– grătare metalice;

– bazine de amestec cu reactivi pentru reglarea *p*H-ului;

– stație de pompare;

– cameră de distribuție;

– decantoare radiale.

După epurarea mecanică, efluentul circuitului II se descarcă în canalizarea pluvială.

Nămolul din circuitele de epurare se colectează în bazine de recepție, de unde este preluat și pompat la o instalație de sortare-spălare.

Nămolul biologic și cel chimic, după ce sunt concentrate, stabilizate și deshidratate sunt evacuate în halda de nămol.

Tratarea nămolului se desfășoară în următoarele instalații:

– concentrarea de nămol în decantoare de tip radial, cu volum de 3000-4000 m^3 (diametrul este, de regulă, 25 m);

– bazinul de stabilizare aerobă este o construcție din beton;

– bazinul de elutriere, în care se realizează spălarea nămolului biologic, este o construcție din beton armat;

– amestecul apă-nămol se realizează cu ajutorul aerului;

– decantorul pentru nămol elutriat este o construcție din beton – decantor radial cu diametrul de 25 m.

Instalația de deshidratare a nămolului constă din:

– vas de amestec cu lapte de var;

– filtre vacuum, cu volum de filtrare de 40 m^3.

Gospodăria de reactivi care deservește stația de epurare cuprinde:

– depozitare, dizolvare, diluție pentru sulfat de aluminiu;

– depozitare, diluție, dozare lapte de var;

– depozitare, diluție, dozare apă amoniacală și sulfat disodic;

– depozitare, diluție dozare soluție de acid sulfuric.

În principal, construcțiile caracteristice stațiilor de epurare sunt cele prezentate în continuare.

Deznisipatoarele sunt bazine speciale din beton armat în care sunt reținute suspensiile granulare sub formă de particule discrete, care sedimentează. Necesitatea tehnologică a deznisipatoarelor este generată de protecția

instalațiilor mecanice împotriva acțiunii abrazive a nisipului și de reducerea volumului util al rezervoarelor de fermentare a nămolului organic.

Amplasarea deznisipatoarelor, din considerentele menționate anterior, se va face la începutul liniei tehnologice.

Deznisipatoarele pot fi:

– orizontale – bazine din beton armat separate prin stăvilare, care permit funcționarea lor prin intermitență;

– verticale – mișcarea apei are loc pe verticală, iar, comparativ cu deznisipatoarele orizontale, sunt mai puțin eficiente.

Separatoarele de grăsimi sunt bazine rectangulare din beton armat, în care sunt reținute particulele mai ușoare decât apa (ulei, grăsimi, hidrocarburi etc.).

Când epurarea mecanică este urmată de o epurare biologică, în mod obligatoriu se prevăd separatoare de grăsimi.

Separatoarele de grăsimi pot folosi următoarele tehnologii:

– separare naturală;

– separare prin aerare la joasă presiune;

– separare prin flotare la presiuni ridicate, de peste 1 bar;

– separare sub vid, după ce în prealabil apele au fost saturate cu aer în bazinele de aerare.

Decantoarele sunt bazine deschise în care se separă substanțele insolubile mai mici de 0,2 mm, care, în cea mai mare parte, se prezintă sub formă de particule floculente.

După direcția de mișcare a apei uzate în decantoare, acestea se împart în: decantoare orizontale și verticale.

Proiectarea decantoarelor se face în funcție de viteza de sedimentare sau de ridicare la suprafață a suspensiilor. Pentru mărirea vitezei de decantare

și reducerea suspensiilor în decantarea primară se recurge la: adăugarea unor substanțe în suspensie, care sedimentează ușor, aerare preliminară, tratarea preliminară cu coagulanți chimici etc.

După direcția de curgere a apei uzate și după profilul tehnologic de exploatare se deosebesc:

– decantoare orizontale longitudinale, jgheaburile de decantare ale decantoarelor cu etaj (Imhoff) și partea de decantoare a foselor septice, direcția de curgere a apei fiind orizontală;

– decantoare orizontale radiale, cu direcția orizontală de curgere a apei;

– decantoare verticale, în care direcția de curgere a apei este verticală.

După modul de îndepărtare a depunerilor se disting:

– decantoare cu curățare manuală;

– decantoare cu curățare mecanică;

– decantoare cu curățare hidraulică.

După amplasarea lor în schema unei stații de epurare pot exista:

– decantoare primare, amplasate înainte de instalațiile de epurare biologică;

– decantoare secundare, amplasate după instalațiile de epurare biologică.

Decantoarele primare pot să nu fie prevăzute, dacă epurarea se realizează în instalații biologice compacte de capacitate mică, atunci când natura suspensiilor conduce la eficiență de separare prin sedimentare gravitațională sub 40%.

Decantoarele primare se clasifică după mai multe criterii:

– după modul de separare, prin sedimentare gravitațională a emulsiilor din apă:

- decantoare cu separare fără coagulanți;

- decantoare cu separare activată cu coagulanți;

– după direcția de curgere a apei prin decantor:

- decantoare orizontale (longitudinale, radiale);

- decantoare verticale;

- decantoare de tip special;

– după modul de curățare a depunerilor:

- decantoare cu curățare manuală;

- decantoare cu curățare mecanică;

- decantoare cu curățare hidraulică.

Alegerea tipului de decantor se face din considerente tehnico-economice, în funcție de cantitatea și calitatea apei industriale, de condițiile de evacuare în emisar.

În ultimii ani au fost concepute și executate decantoare tubulare, la care apa circulă printr-o serie de tuburi așezate în bazinul de decantare, care au eficiență sporită din punct de vedere tehnic și economic.

Forma și dimensiunile decantoarelor orizontale longitudinale sunt prezentate în tabelul 9.1.

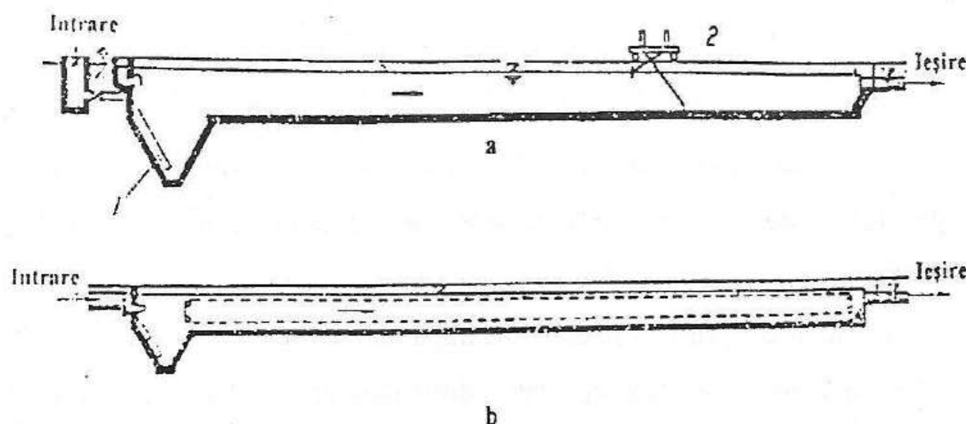


Fig. 9.1. Decantor orizontal longitudinal:
a – cu pod raclor; *b* – cu lanț fără sfârșit; *1* – conductă de evacuare a nămolului; *2* – dispozitiv de curățare a nămolului.

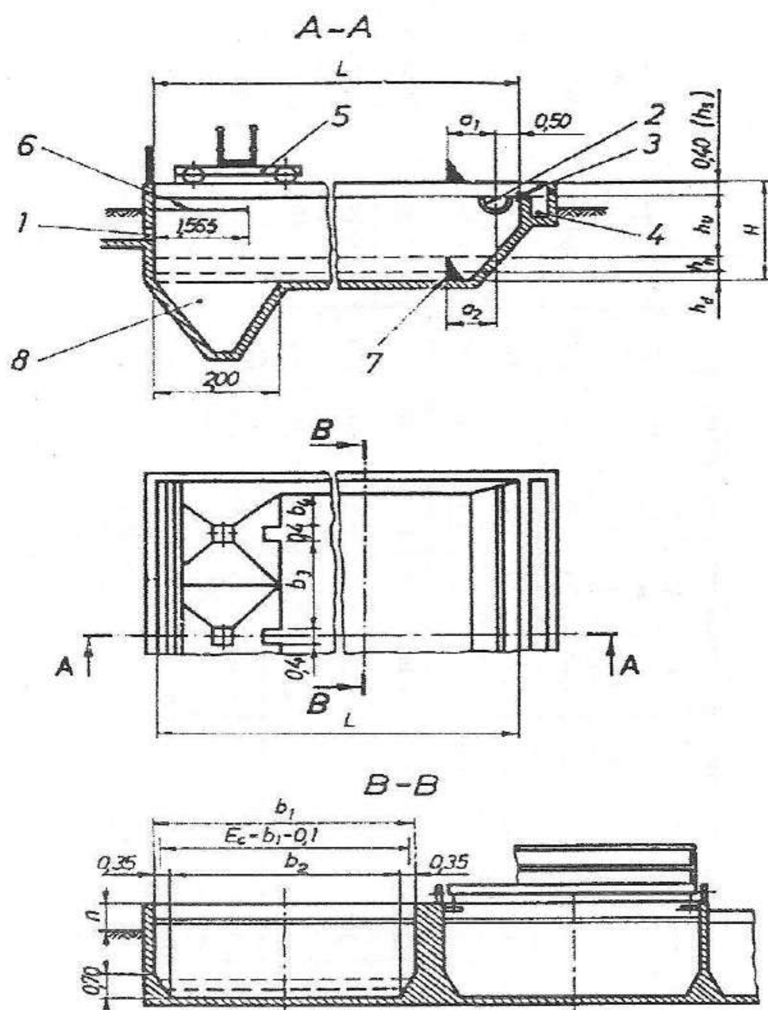


Fig. 9.2. Dispozitiv de distribuție a apei:
1 – decantor *2* – jgheab pentru colectarea materiilor plutitoare; *3* – deversor; *4* – rigola pentru colectarea apei decantate; *5* – pod raclor; *6* – tampon amonte pod raclor; *7* – tampon aval pod raclor; *8* – pâlnie colectoare pentru nămol.

Tabelul 9.1

Caracteristicile decantoarelor orizontale (v. fig. 9.2)

b_1 m	L, m	$A^{*)} = b_1 \cdot L$ m^2	b_2 m	b_3 m	b_4 m	h_u m	h_s m	h_n m	h_d m	H m	Ec m	$S = b_1 . h$ m^2	$V_u = A^{*)} \cdot h_u$ m^3	a_1 m	a_2 m
3,0	20-30	60-.90	2,3	1,10	0,20	1,80	0,40	0,20	0,20	2,60	2,90	5,40	108-162	0.27	0,97
4,0	25-40	100-160	3,3	1,60	0,45	2,00	0,40	0,20	0,20	2,80	3,90	8,00	195-312	0.27	0,97
5,0	30-50	150-250	4,3	2,10	0,70	2,20	0,40	0,20	0,20	3,00	4,90	11,00	322-537	0.27	0,97
6,0	40-55	240-330	5,3	2,60	0,85	2,50	0,40	0,20	0,30	3,40	5,90	15,00	540-835	0.26	1,175
7,0	45-60	315-420	6,3	3,10	1,20	2,65	0,40	0,20	0,35	3,60	6,90	18,55	835-1130	0.25	1,38
8,0	50-65	400-520	7,3	3,60	1,45	2,80	0,40	0,20	0,40	3,80	7,90	22,40	1120-1456	0.23	1,69
9,0	55-70	495-630	8,3	4,10	1,70	2,95	0,40	0,20	0,45	4,00	8,90	26,55	1460-1860	0.23	1,69

*) *A* este aria orizontală utilă a unui compartiment de decantare.

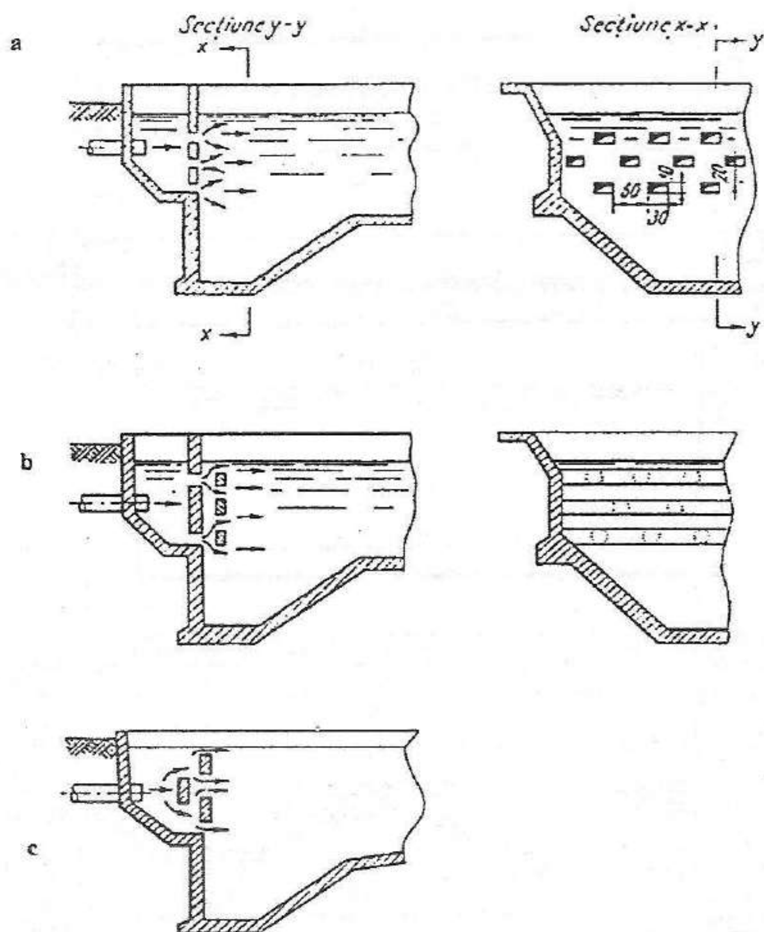


Fig. 9.3. Sisteme de distribuire a apei în decantoare:
a – cu perete găurit; *b* – cu orificii și pereți longitudinali cufundați;
c – cu pereți cufundați.

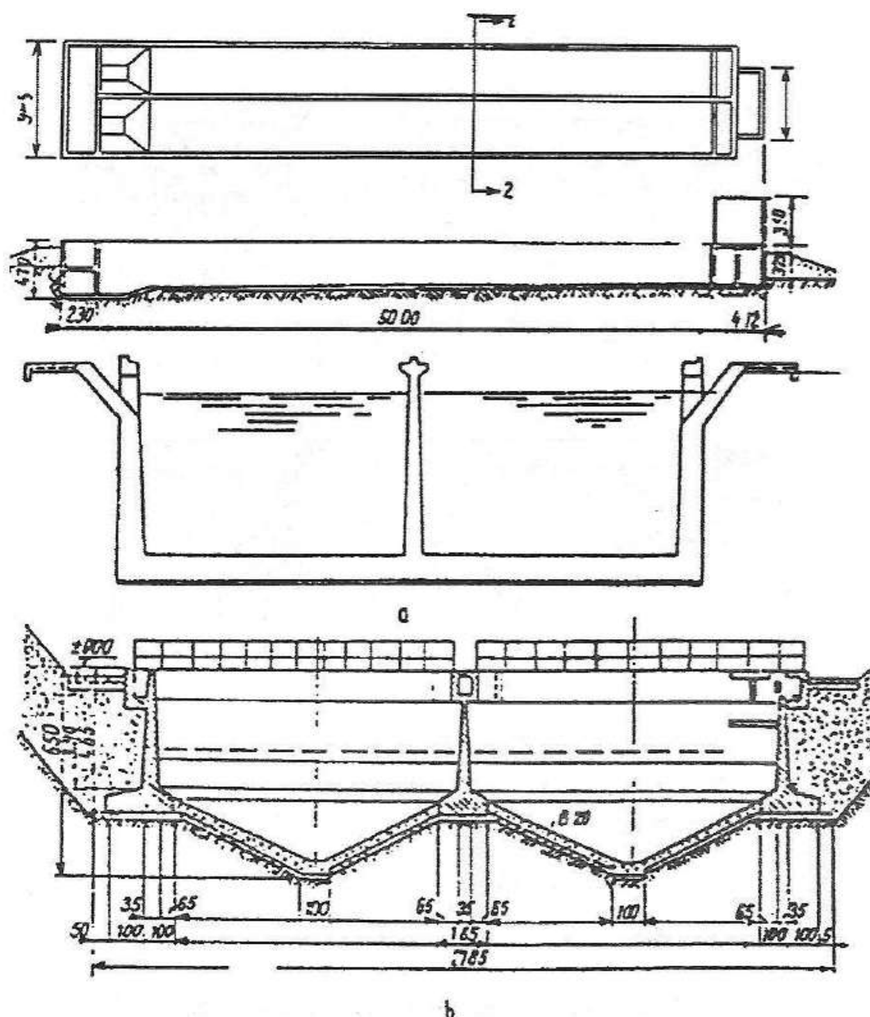


Fig. 9.4. Decantoare orizontale:
a – cu fundul plan; *b* – cu fundul în formă de jgheab.

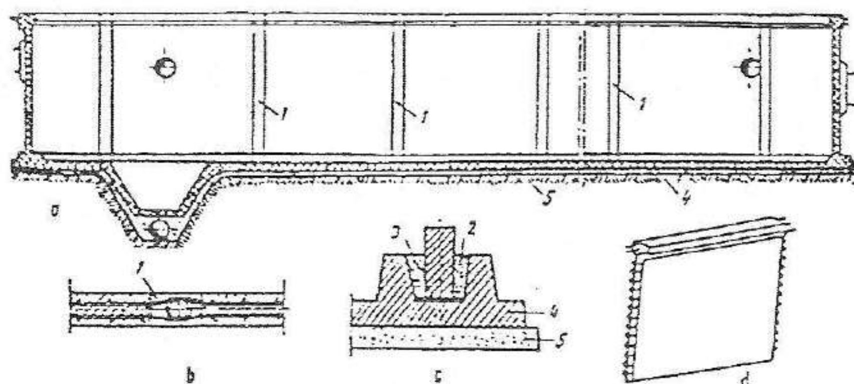


Fig. 9.5. Decantor orizontal realizat din panouri prefabricate: *a* – secțiune longitudinală; *b* – detaliu de îmbinare între panouri; *c* – detaliu de îmbinare a panourilor cu radierul; *d* – panou prefabricat; *1* – rost vertical; *2* – mastic bitum; *3* – monolitizare; *4* – radier; *5* – beton de egalizare.

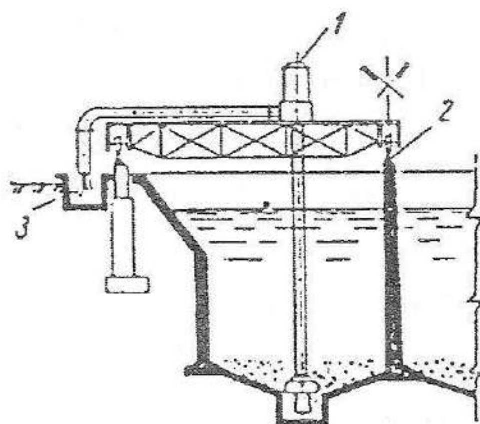


Fig. 9.6. Pompă montată pe pod rulant pentru curățarea decantorului: *1* – pompă de nămol; *2* – cale de rulare; *3* – canal pentru evacuarea nămolului.

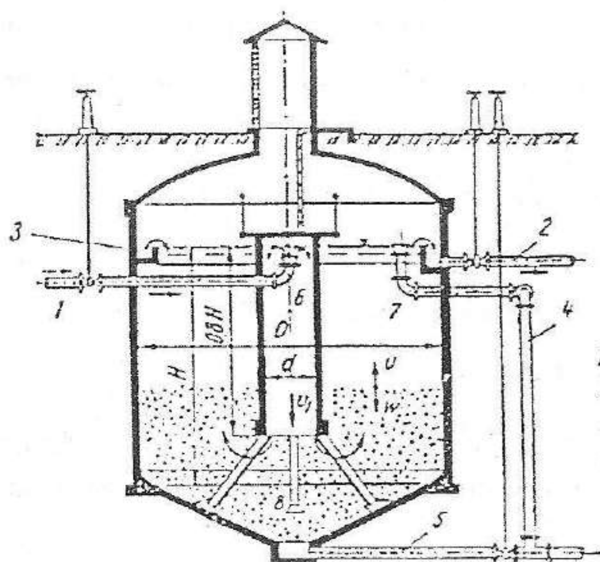


Fig. 9.7. Decantor vertical: *1* – admisia apei brute; *2* – apă decantată; *3* – jgheab de colectare a apei decantate; *4* – preaplin; *5* – golire; *6* – cilindru central în care se face admisia apei; *7* – spațiu de decantare; *8* – depuneri.

Diametrul decantorului vertical D (fig. 9.7) este maximum 7 m. Diametrul d_i al camerei de distribuție se stabilește astfel încât viteza apei în aceasta să fie de maximum 100 mm/s.

Înălțimea utilă h_u a compartimentului de decantare este de maximum 4 m și trebuie să satisfacă relația:

$$\frac{h_u}{D - d_i} \geq 0,8$$

Înălțimea zonei de siguranță h_s se consideră 0,3 m.

Înălțimea camerei de distribuție, măsurată de la nivelul apei, este de $0,8h_u$, unde h_u este înălțimea zonei neutre, considerată 0,4-0,6 m.

Viteza ascensională considerată în dimensionarea hidraulică a compartimentului de decantare se consideră de maximum 0,7 mm/s.

Colectarea apei decantate se face printr-o rețea de rigole sau conducte radiale perforate, într-un colector general.

În rigola de colectare, viteza de curgere trebuie să fie de minimum 0,7 m/s.

Decantoarele secundare orizontale (longitudinale și radiale), cu sedimentare gravitațională a suspensiilor din apă, cu sisteme de curățare mecanică și evacuare hidraulică a depunerilor, folosite la epurarea apelor industriale, se proiectează conform STAS 4162/2 – 1989.

Ele sunt construcții descoperite și sunt realizate din:

– compartimente de decantare cu sisteme de admisie, de distribuție, de colectare a apei, de curățare și evacuáre a nămolului;

– canale și conducte aferente.

Dimensionarea tehnologică se face în funcție de: debitul de calcul Q_c, încărcarea superficială, tipul de decantare. Debitul de calcul se stabilește conform STAS 1343/1/2 – 77.

Pâlnia de nămol de la capătul amonte al decantorului are o capacitate de înmagazinare corespunzătoare colectării a 30 – 40 % din nămolul rezultat la două evacuări; în general , la o lățime de decantor de 5 m trebuie să existe cel puțin o pâlnie.

Înclinarea pereților pâlniei va fi de minimum 45°.

Evacuarea nămolului din pâlnie se face intermitent sau continuu. Colectarea nămolului în pâlnii și îndepărtarea lui se realizează gravitațional sau mecanic, folosind podurile mobile prevăzute cu lame racloare.

Decantoarele orizontale radiale sunt caracterizate prin forma lor circulară în plan și prin direcția orizontală de curgere a apei. Diametrele acestora pot fi de maximum 50 m și mediu, de 30 m. Înălțimile variază între 2,5 și 4 m.

Accesul apei se face central decantorului, printr-o conductă amplasată la 20-30 cm sub nivelul apei. Distribuția uniformă a apei se realizează printr-un perete plin, de formă cilindrică, cufundat în apă, sau prin orificii deflectoare dispuse pe acesta.

Decantoarele suspensionale cu recircularea mecanică a nămolului sunt folosite în incintele industriale, sub formă acoperită sau neacoperită. În principal, acestea au următoarele părți componente: spațiu de amestec, spațiu de reacție, spațiu de limpezire, conducte.

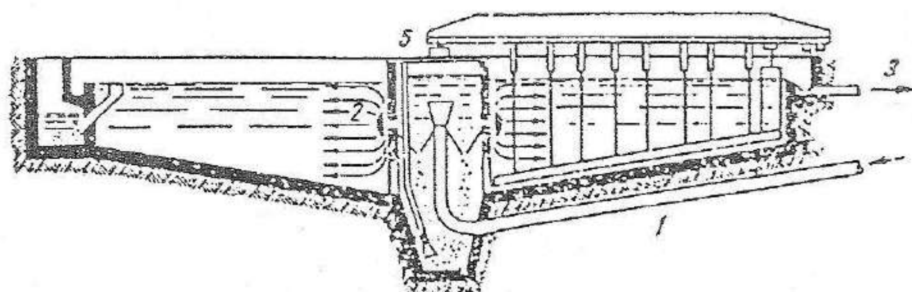


Fig. 9.8. Decantor radial:
1 – admisia apei; *2* – deflector de distribuție a apei; *3* – plecarea apei decantate; *4* – raclor; *5* – evacuarea nămolului.

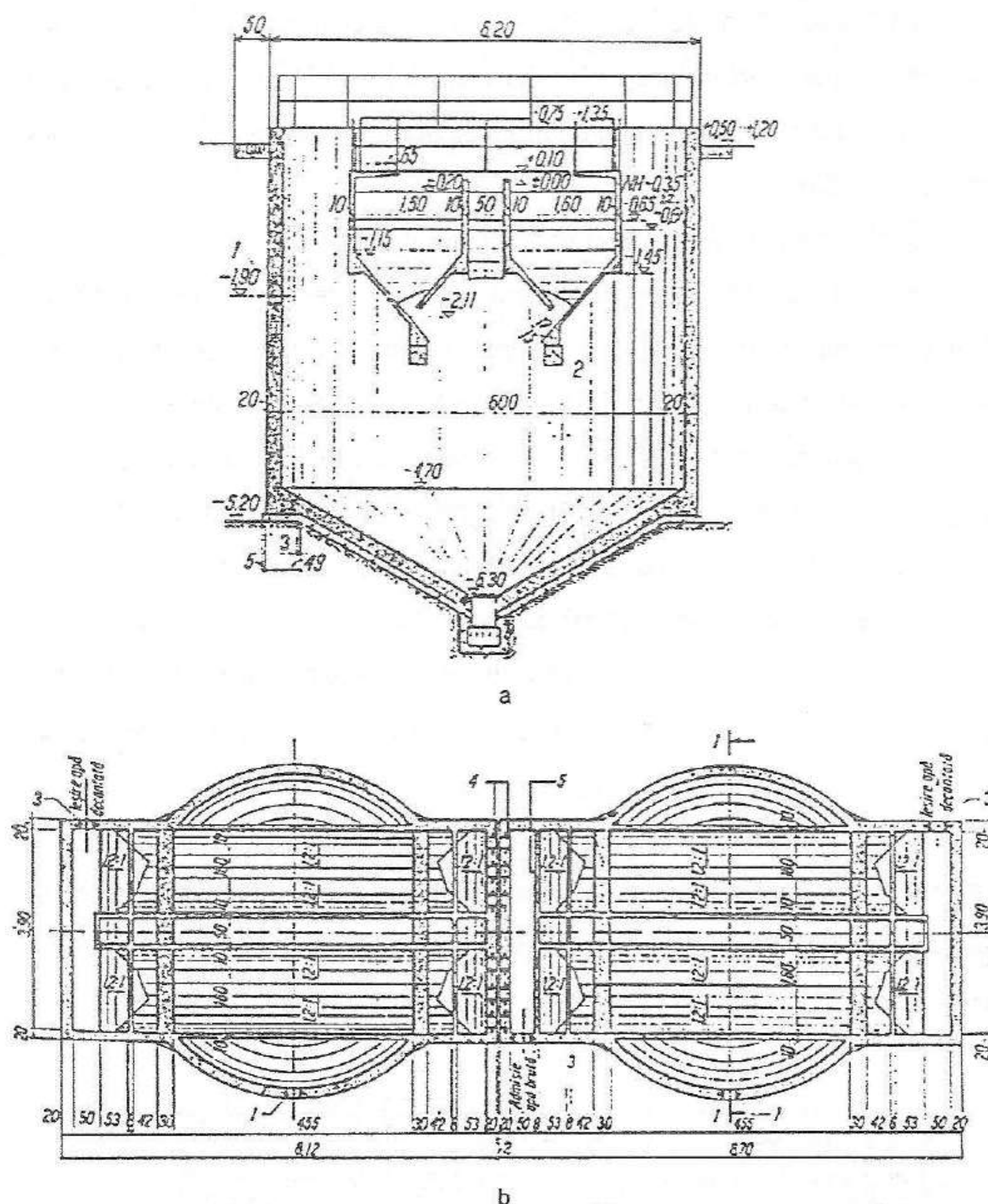


Fig. 9.9. Decantor cu etaj (proiect tipizat):
a – secțiunea *1-1*; *b* – secțiunea *2-2*;
1 – piesă de trecere D_n200; *2* – consolă; *3* – piesă de trecere D_n250; *4* – piesă de trecere D_n150; *5* – goluri Φ 15 cm; *6* – pietriș; *7* – piesă de epuisment; *8* – țeavă D_n 700 cu găuri; *9* – beton de egalizare; *10* – beton armat B 200 (Bc 15); *11* – beton de pantă; *12* – grindă G1 (30 × 30 cm); *13* – completare cu beton numai în varianta cu jgheaburi prefabricate.

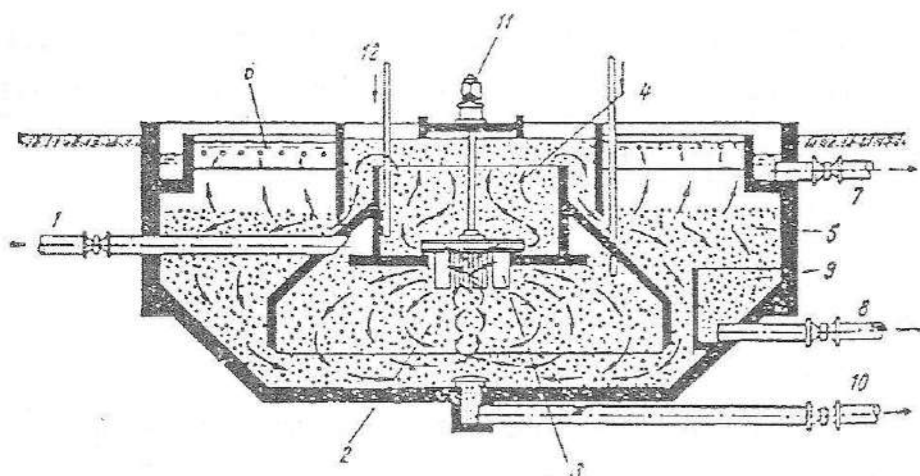


Fig. 9.10. Decantor tip accelerator:
1 – intrarea apei brute; *2* – prima cameră de amestec; *3* – agitator cu palete; *4* – a doua cameră de amestec; *5*– cameră de separare suspensională; *6* – jgheaburi de colectare radială a apei limpezite; *7* – plecare apă limpezită; *8* – evacuare nămol; *9* – cameră de concentrare a nămolului; *10* – golire; *11* – motor pentru antrenarea agitatorului; *12* – introducerea reactivilor.

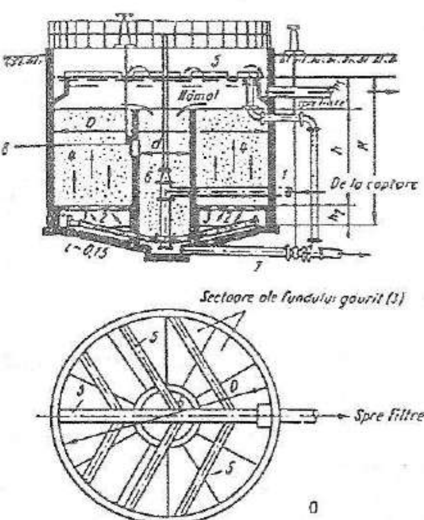


Fig. 9.11. Decantor suspensional cu fundul găurit:
a – tip simplu; *b* – tip perfecționat; *1* – admisia; *2* – conducte găurite; *3* – fundul dublu găurit al decantorului; *4* – camera de separare suspensională; *5* – jgheab de colectare a apei tratate (limpezite); *6* – bazin de acumulare a nămolului; *7* – conductă de golire; *8* – orificii pentru îndesarea stratului de suspensii; *9* – vană de golire acționată de plutitorul *10*; *11* – conductă de apă recuperată din bazinul de nămol prin separare; *12* – apometru pentru înregistrarea debitului de apă recuperată.

Dimensionarea tehnologică se face pe baza studiilor de laborator sau a rezultatelor obținute în exploatarea unor instalații existente care funcționează în soluții similare, în funcție de:

– debitul de apă industrială;

– caracteristicile fizico-chimice ale apei de tratat;

– timpul de reacție a apei cu reactivi;

– timpul de limpezire;

– concentrația maximă în suspensii a apei decantate, de 30 mg/dm^3.

Pentru sistemul de colectare a apei decantate:

– viteza apei în conductele radiale și în rigola periferică: 0,7-0,8 m/s;

– diametrul conductelor radiale: minimum 100 mm;

– panta longitudinală a conductelor radiale spre rigola periferică: 4 $^0/_{00}$;

– gradul de umplere a conductelor radiale: maximum 0,85;

– diametrul orificiilor de intrare a apei: minimum 10 mm;

– distanța între două orificii alăturate: maximum 30 cm;

– viteza apei la trecerea prin orificii: 1,5-2,0 m/s;

– înălțimea de apă peste creasta conductelor, la nivelul minim de funcționare a decantorului: 0,30 m.

Pentru sistemul de colectare și evacuare a nămolului:

– viteza periferică a podului-raclor, astfel încât să se realizeze 1-2 rotații complete pe oră: 3-6 cm/s;

– umiditatea nămolului ce se evacuează: 96 %;

– viteza apei cu nămol în conductele de evacuare: minimum 1,2 m/s;

– diametrul conductelor de evacuare: minimum 150 mm.

Deznisipatoarele se pot realiza în varianta cuve din beton sau, mai recent, din polipropilenă (tip Vortex). Avantajul celor din urmă îl constituie faptul că nu este necesară evacuarea nisipului și nu apar probleme cu nămolul brut.

10.

CONSTRUCȚII PENTRU CĂI DE COMUNICAȚII SPECIFICE PLATFORMELOR INDUSTRIALE

10.1. Drumuri industriale

10.1.1. Elemente generale

Drumurile industriale sunt drumurile care rezolvă necesitățile de transport auto ale întreprinderilor industriale și care sunt construite, întreținute și administrate de către acestea.

Drumurile industriale se clasifică după mai multe criterii.

• *După amplasament:*

– drumuri industriale interioare care deservesc circulația materialelor, oamenilor între obiective și între secții. În categoria drumurilor industriale sunt cuprinse și platforme cu diferite funcțiuni, precum platforme de parcare, platforme de întoarcere, platforme carosabile sau necarosabile, de depozitare și de lucru care, din punct de vedere geometric sau constructiv, se proiectează și se execută la fel ca drumurile industriale;

– drumuri industriale exterioare care leagă o întreprindere de sursele de materii prime, de rețeaua de drumuri publice cu stațiile de cale ferată, cu bazele de aprovizionare cu materii prime și cu industriile auxiliare;

– sunt considerate drumuri industriale exterioare şi acele drumuri care leagă incinta sau nucleul de obiecte industriale de clădirile administrative, de cele social-culturale situate în exteriorul incintei.

• *După natura circulaţiei* pe care o suportă, drumurile industriale se clasifică astfel:

– drumuri carosabile pentru circulaţia autovehiculelor;

– piste pentru biciclete;

– trotuare sau alei pentru pietoni.

• *După funcţiunea lor*, drumurile industriale interioare se clasifică astfel:

– drumuri principale, legate direct de reţeaua de drumuri publice sau la drumul de acces şi deservind traficul cu exteriorul al celor mai importante obiecte din incintă;

– drumuri secundare care se ramifică din cele principale deservind traficul interior între secţii, ateliere, magazii etc.

• *După intensitatea de circulaţie*, determinată la capacitatea totală de transport auto a întreprinderii, inclusiv dezvoltarea maximă de perspectivă, drumurile se clasifică în:

– drumuri de categoria I, cu intensitate de circulaţie mai mare de 4500 autovehicule etalon în 24 ore;

– drumuri de categoria a II-a, cu o intensitate de circulaţie cuprinsă între 750 şi 4500 autovehicule etalon în 24 ore;

– drumuri din categoria a III-a, cu o intensitate de circulaţie sub 750 autovehicule etalon în 24 ore.

În scopul aprecierii traficului se analizează datele tehnologice, determinându-se volumul total al intrărilor şi al ieşirilor de materiale, precum şi analiza transportului dintre secţii, fluxul uman etc.

Drumurile industriale interioare sunt corelate cu elementele de plan general.

La proiectarea drumurilor industriale trebuie cunoscute condițiile naturale din zona respectivă – relieful, natura terenului, condițiile hidrologice și hidrogeologice, meteorologice, materialele locale.

Viteza de proiectare se alege în funcție de traficul de perspectivă al drumului (categoria drumului), de gradul de accidentare. Această mărime asigură o măsură suficientă de securitate în condiții normale de umiditate și de lunecare a căii pentru trafic obișnuit.

Tabelul 10.1

Criterii de stabilire a vitezei de proiectare a drumurilor industriale în funcție de relief și de categoria drumului

Felul drumului	Relieful	Viteza de proiectare, în km/h, pentru drumuri de categoria:		
		I	II	III
Drumuri interioare	–	40	25	25
Drum exterior cu trafic predominant de autovehicule sub 5 tone capacitate utilă	Șes	80	60	60
	Deal	60	40	40
	Munte	40	25	26
Drum exterior cu trafic predominant de autovehicule între 5 și 15 tone capacitate utilă	Șes	80	60	40
	Deal	60	40	25
	Munte	40	25	25
Drum exterior cu trafic predominant de autovehicule cu peste 15 tone capacitate utilă	Șes	60	60	40
	Deal	60	40	35
	Munte	25	25	25

Notă. Pentru drumurile de categoria a III-a, în cazul unui trafic foarte redus, viteza de proiectare poate fi coborâtă în mod excepțional cu o treaptă, dar numai pe bază de calcul tehnico-economic, fără însă a se coborî sub 25 kg/h.

10.1.2. Alcătuirea căilor de comunicații

Lățimea drumului, atât pentru partea carosabilă cât și pentru numărul de benzi, se stabilește pe criterii de trafic de gabarit al mijloacelor de transport, de viteza autovehiculelor și din considerente arhitecturale.

Tabelul 10.2

Numărul de benzi și lățimea părții carosabile în aliniament

Felul drumului	Categoria drumului			
	I	II	III	
			Cu 2 benzi	Cu o bandă
Numărul de benzi la drumuri interioare	Se va calcula	2	2	1
Numărul de benzi la drumuri exterioare	Se va calcula	2	2	1
Lățimea părții carosabile, în m: – la drumuri interioare pentru autovehicule cu lățimea până la 2,50 m	3,25xN	6,00	6,00	3,50
– la drumuri interioare pentru autovehicule cu lățime până la 3,00 m	3,75xN	7,00	7,00	4,00
– la drumuri interioare pentru autovehicule cu lățimea până la 3,50 m	4,25xN	8,00	8,00	4,50
– la drumuri exterioare pentru autovehicule cu lățimea până la 2,50 m: – la șes – la deal – la munte	 4,00xN 3,75xN 3,25xN	 7,50 7,50 6,50	 7,50 6,50 6,00	 3,50 3,50 3,50
– la drumuri exterioare pentru autovehicule cu lățime până la 3,00 m: – la șes – la deal – la munte	 4,25xN 4,25xN 3,50xN	 8,50 7,50 7,00	 7,50 7,00 7,00	 4,00 4,00 4,00
– la drumuri exterioare pentru autovehicule cu lățime până la 3,50 m: – la șes – la deal – la munte	 4,75xN 4,75xN 4,00xN	 9,50 8,50 8,00	 8,50 8,00 8,00	 4,50 4,50 4,50

Nota 1: Pentru drumurile interioare sau exterioare de categoria a III-a, pe care circulă vehicule până la 2,50 m lățime, se admite reducerea lățimii minime de la 3,50 la 3,00 m și de la 6,00 la 5,5 m, în cazul în care prin existența benzilor de consolidare sau a rigolelor pavate se asigură lățimile minime necesare circulației vehiculelor.

Nota 2: La calculul lățimii părții carosabile din tabel s-a ținut seama, în afară de lățimea autovehiculelor, și de:

– apropierea admisibilă a roților autovehiculelor de marginea părții carosabile, care variază între 0,25 și 0,80 m, în funcție de viteza autovehiculelor;

– lățimea spațiului, în m, dintre autovehicule, la încrucișări, calculată cu formula $d = 0.01(V_1 + V_2)$, unde V_1 și V_2, în km/h, sunt vitezele autovehiculelor care se încrucișează.

Numărul de benzi la drumurile de categoria I se va calcula de la caz la caz, în funcție de prevederile STAS 7348/67.

Numărul de benzi la drumurile de categoria a III-a va fi redus la o bandă în următoarele situații:

– la drumuri industriale interioare, la care încrucișările sunt întâmplătoare;

– la drumuri industriale exterioare, cu o circulație de maximum 5 autovehicule pe oră într-un sens.

Drumurile cu o singură bandă de circulație și cu o lungime mai mare de 150 m se prevăd cu platforme de încrucișare, având o lungime de 20 m și o lățime carosabilă de 6 m. Ramificațiile de drumuri pot fi considerate platforme de încrucișare dacă sunt consolidate pe o porțiune de minimum 20 m de la punctul de încrucișare. Când vehiculul care circulă pe drumul industrial are o lățime mai mare de 3,5 m, determinarea lățimii părții carosabile se face printr-un calcul special.

În cazul drumurilor industriale interioare destinate exclusiv circulației de electrocare, cărucioare etc., lățimile se vor considera în funcție de gabaritul maxim al acestor vehicule și de trafic.

Tabelul 10.3

Lățimea părții carosabile pentru circulație de electrocare și autoîncărcătoare

Lățimea *b* a electrocarelor sau autoîncărcătoarelor, în m	**Lățimea, în m, a părții carosabile pentru un trafic efectiv pe oră de:**		
	până la 30 veh.	**30-90 veh.**	**peste 90 veh.**
$b < 1,20$	3,00	3,50	4,00
$b = 1,20\text{-}2,20$	5,00	5,50	6,00
$b = 2,20\text{-}2,90$	6,50	7,00	7,50

Lățimea acostamentelor care mărginesc partea carosabilă a drumurilor industriale exterioare se stabilește în funcție de viteza de proiectare, de situația locală și de existența unor lucrări auxiliare pe acostament.

Tabelul 10.4

Lățimea acostamentelor

Caracteristici	Viteza de proiectare, în km/h			
	25	40	60	80
Lățimea acostamentelor [m]	1,00-1,5	1,00-1,50	1,00-2,00	1,25-2,50

Notă: În lățimea acostamentului nu este inclusă lățimea rigolei sau șanțului.

În condiții dificile de spațiu, lățimea acostamentelor poate fi redusă până la 1 m; atunci când nu sunt necesari stâlpi de dirijare și parapeți, poate fi redusă până la 0,50 m, cu condiția asigurării încrucișării autovehiculelor pe platformele de încrucișare.

Deasupra părții carosabile a drumurilor industriale trebuie să se asigure un gabarit de trecere liberă.

Este necesar ca acest gabarit să fie asigurat de toate conductele aeriene, estacade, pasarele, poduri ce traversează drumul.

Traversarea drumurilor industriale de linii aeriene se face cu respectarea următoarelor înălțimi libere:

– 5,5 m la liniile de telecomunicații și electrice de joasă tensiune;

– 6 m la liniile de înaltă tensiune, până la 110 kV;

– 7 m la liniile de înaltă tensiune de 220 kV;

– 8 m la liniile de înaltă tensiune de 400 kV.

Traseele drumurilor industriale interioare se stabilesc în strânsă legătură cu sistematizarea orizontală generală a incintei industriale și în funcție de poziția construcțiilor și a fluxurilor de circulație. În general, drumurile interioare se realizează inelar.

Distanțele minime de la marginea părții carosabile a drumurilor până la construcțiile, instalațiile, căile ferate, zonele verzi vor avea valorile celor prezentate în tabel.

Tabelul 10.5

Distanțe minime de la marginea părții carosabile la alte construcții și instalații

Denumirea construcției		Distanța până la marginea părții carosabile, în m
Conturul exterior al zidurilor construcției	Când în clădire nu au acces mijloace de transport	3,75*
	Când în clădire au acces electrocare	4,50**
	Când în clădire au acces autovehicule	6,00**
Axele liniilor ferate situate paralel (în incintă)	CFN CFI (ecart. max. 0,76 m)	3,00*** 2,50***
Împrejmuiri	–	1,00
Zone verzi	Axul trunchiurilor de arbori	0,75
	Marginea arbuștilor	0,50
Axele stâlpilor pentru rețele de telecomunicații	–	0,75
Axele stâlpilor pentru rețele electrice: – de joasă tensiune	–	0,75
– până la 20 kV	–	3,00
– peste 20 kV	–	5,00

Note:

* Această distanță se poate reduce la 1,25 m în cazul drumurilor cu parte carosabilă de cel puțin 6 m lățime.

** Dacă accesul în clădire este asigurat de lățimea drumului, distanțele se pot reduce după necesitate.

*** Pentru drumuri exterioare, distanțele între drum și CF se vor lua în funcție de elementele caracteristice ale platformelor de CF, indicate în STAS 4392/62, 4066/64 și 4197/65.

Poziția drumurilor interioare trebuie sa aibă în vedere amplasarea rețelelor de instalații subterane și aeriene, reducându-se la minimum numărul subtraversărilor drumurilor.

Incintele industriale se prevăd cu spații de parcare amplasate funcțional.

Interiorul incintelor industriale se prevede cu platforme tehnologice (platforme de lucru, de depozitare). Dimensionarea şi poziţia lor sunt determinate din considerente tehnologice.

Poziţia în plan a drumurilor şi platformelor este în strânsă legătură cu sistematizarea verticală a zonei industriale. Această operaţie este în strânsă legătură cu:

– tehnologia pentru asigurarea fluxurilor funcţionale şi de circulaţie;

– circulaţia pe drumuri, evitându-se declivităţi;

– evacuarea apelor superficiale;

– poziţia şi nivelul reţelelor sub şi supraterane;

– arhitectura, urmărindu-se a fi puse în valoare toate obiectivele din cadrul incintei.

În tabelul 10.6 sunt prezentate elemente de profil longitudinal specifice drumurilor industriale.

Tabelul 10.6

Elemente de profil longitudinal la drumuri industriale interioare

Denumirea elementelor	Categoria de drum		
	I	II	III
Declivitatea [%]: – maximă, pentru autovehicule simple: – maximă, pentru autovehicule cu remorci; – excepţională, pentru ambele cazuri.	 5 4 6	 6 5 7	 7 6 9
Vizibilitatea în profil longitudinal la circulaţie auto [m]	25	20	20
Raza minimă a curbei de racordare verticală pentru circulaţie auto [m]: – convexă; – concavă.	 250 250	 150 150	 150 100
Vizibilitatea in profil longitudinal la circulaţia electrocarelor [m]	10	10	10
Raza minimă a curbei de racordare la circulaţia electrocarelor [m]	100	100	100

Notă. În condiţii de relief deosebit de grele se admite majorarea declivităţii longitudinale a drumurilor de categoria a III-a până la 11%.

Sistematizarea în profil transversal trebuie să facă exigențele legate de stabilirea părții carosabile.

În cazul drumurilor industriale se recomandă utilizarea unui profil transversal tip stradal, având partea carosabilă delimitată de borduri denivelate. Elementele componente ale profilului transversal sunt: carosabilul, acostamentele, zona exterioară acestora.

Terasamentul drumului industrial este în funcție de:

– natura terenului, gelivitatea, nivelul apelor subterane;

– stabilitatea terenului;

– măsuri de interceptare și îndepărtare a apelor de suprafață;

– dimensionarea sistemelor rutiere;

– alegerea materialului de umplutură și tehnologia de execuție;

– stabilitatea taluzului;

– aspectul climatic.

O problemă importantă la realizarea drumurilor industriale o constituie asigurarea evacuării apelor pluviale. Colectarea apelor se va realiza prin rigole formate de partea carosabilă cu bordură, iar evacuarea apelor din rigole se face la rețeaua subterană de canalizare, în depresiuni naturale sau în puțuri absorbante.

10.1.3. Sisteme rutiere și îmbrăcăminți

Sistemul rutier este format din:

– îmbrăcămintea propriu-zisă, având rol de a suporta circulația, preluând și transmițând stratului de bază solicitările normale și orizontale;

– stratul de bază (suportul), pe care se aplică îmbrăcămintea și care trebuie să reziste la forțele normale și orizontale transmise de îmbrăcăminte;

– fundația, având rolul de a prelua și transmite pământului eforturile normale și de a servi în același timp și la colectarea și drenarea apelor subterane, la protejarea îmbrăcăminții împotriva înghețului sau ca strat izolator.

Alegerea sistemului rutier este o operație complexă și se stabilește în funcție de următoarele criterii:

– traficul;

– datele geotehnice;

– datele hidrologice;

– surse de materiale locale;

– declivități;

– exigențe impuse de sistemul de exploatare (exemplu: îmbrăcămintea asfaltică se folosește pentru industria alimentară, mecanică fină; îmbrăcămintea hidraulică și pavaje speciale, în industria chimică).

O atenție deosebită trebuie acordată încrucișărilor de drumuri. În acest sens, este necesar a fi considerate următoarele măsuri:

– alegerea justă a conturului și a dimensiunilor elementelor încrucișării și a tipului de îmbrăcăminte;

– stabilirea numărului de benzi de circulație și deci a lățimii părții carosabile la încrucișare;

– asigurarea vizibilității căii pentru conducătorii de vehicule, în limitele încrucișării, prin construirea triunghiurilor de vizibilitate;

– stabilirea locurilor și a dimensiunilor pentru trecerile de pietoni;

– amplasarea refugiilor pentru dirijarea circulației și a celor de siguranță;

– amplasarea punctelor de oprire pentru transporturile în masă (autobuze, troilebuze etc.);

– stabilirea limitelor de apropiere a opririlor de autovehicule față de încrucișare;

– așezarea semnalelor pentru dirijarea circulației;

– organizarea iluminatului încrucișării;

– asigurarea scurgerii apelor meteorice.

Lucrări accesorii și de artă. Drumurile industriale trebuie prevăzute cu lucrări accesorii necesare siguranței circulației, orientării conducătorilor auto și protecției drumurilor, și anume:

– marcaje;

– stâlpi pentru dirijare, parapete;

– semnalizări, indicatoare de distanță;

– indicatoare pentru circulație;

– iluminare.

La realizarea drumurilor industriale, în funcție de situație, se vor realiza podețe, ziduri de sprijin sau alte lucrări speciale.

10.1.4. Elemente generale privind realizarea drumurilor industriale

La incintele industriale noi, unde s-a proiectat și o denivelare generală a terenului, lucrările de drumuri interioare se vor executa concomitent sau după executarea nivelării terenului.

Lucrările de drumuri industriale interioare vor fi atacate numai după terminarea lucrărilor la rețelele subterane de orice fel, care traversează drumurile sau care sunt amplasate pe ampriza lor.

Se recomandă ca execuția lucrărilor de drumuri industriale interioare definitive să fie terminată înainte de începerea obiectelor industriale din incintă, pentru a servi și ca drumuri de șantier.

În cazul în care aceasta nu este posibil, se vor folosi fundațiile drumurilor definitive strict necesare – fundații eventual ranforsate sau protejate contra murdăririi, când s-ar circula direct pe stratul anticapilar – ca drumuri de șantier.

10.2. Căi ferate industriale, normale și înguste

Liniile ferate industriale deservesc în exclusivitate o platformă industrială. Liniile pot fi înguste (ecartament 760 mm și 600 mm) sau normale (ecartament 1435 mm).

Din punct de vedere al amplasamentului, liniile pot fi:

– linii interioare, situate în incinta întreprinderii, și linii din afara incintei, pe care se fac transporturi între secțiile întreprinderilor;

– linii exterioare, și anume, racorduri situate în afara întreprinderii.

Din punct de vedere al rolului funcțional se deosebesc:

– linii exterioare: de racord cu rețeaua CFR, de legătură între incintă și sursele de aprovizionare cu materii prime, de legătură între incinte și stațiile de pe linia colectoare de racord la rețeaua CFR, de legătură între incinte;

– linii interioare și din stații: de primire-expediere, de triere, de circulație, de garare, de încărcare-descărcare, de revizie, de echipare, de remizare, de evitare, de scăpare etc. și liniile la podurile basculă.

Declivitățile maxime în profilul longitudinal al liniilor industriale. La liniile normale de racord, declivitățile maxime se stabilesc, de regulă, în limita rezistenței caracteristice a secției de remorcare CFR, la care se leagă linia de racord. Dacă aceasta nu este posibil, declivitățile se stabilesc în limita valorilor maxime prevăzute în tabelul 10.7.

La restul liniilor exterioare, între secțiile întreprinderii, declivitățile maxime se stabilesc în funcție de tonajul brut maxim de remorcat și de puterea mijloacelor de tracțiune; trebuie să nu depășească valorile din tabelul 10. 7.

La liniile înguste exterioare, declivitățile maxime se stabilesc, de regulă, în funcție de tonajul brut al convoiului de remorcat și de puterea mijloacelor de tracțiune, în limita valorilor maxime prevăzute în tabelul 10.6.

Tabelul 10.7

Valorile limită ale declivităților

Ecartamentul sau felul liniei		**Condiții obișnuite de relief**	**Condiții grele de relief**	**Linii exterioare**		**Linii interioare**
				În condiții obișnuite de relief	**În condiții grele de relief**	
		Declivitate maximă, ‰		**Lungimea minimă a elementelor de profil longitudinal, în m**		
Ecartament [mm]	1435	15	25*	50	30	20
	760	30	50	30	20	20
	600	35	60	30	20	20
Linie de acces la estacade, cu tracțiunea diesel sau electrică, ecartament 1435 mm		–	40	–	–	–
Linie de acces la estacade, cu tracțiune cu abur, ecartament 1435 mm		–	25*	–	–	–

* La linii interioare declivitatea se poate spori până la 30‰, în cazul unor diferențe de nivel obligate.

Pe liniile destinate pentru transportul unor semifabricate în stare caldă sau lichidă (fontă lichidă, zgură lichidă etc.), declivitățile trebuie reduse corespunzător caracterului special al acestor transporturi.

Profilul transversal al prismei de balastare se stabilește conform STAS 3197-81 și prevederilor de mai jos.

Lățimea prismei de balastare L la nivelul superior al capetelor traversei, în aliniament, se stabilește în funcție de lungimea traversei L_t și de distanța d dintre capătul traversei și muchia prismei de balastare pentru diverse linii și viteze de circulație, conform tabelului 10.8.

Dimensiunile L_t si d, prevăzute în tabel pentru traverse de lemn, sunt minime.

Dimensiunea *d*, la linii normale exterioare, se sporeşte cu 10 cm la exteriorul curbelor cu raze mai mici de 800 m.

Tabelul 10.8

Caracteristicile prismei de balastare

Felul liniilor	Ecartament, mm	Amplasamentul liniilor	Viteza de circulaţie V, km/h	Felul traverselor	Dimensiuni, în m		
					L_t	d	L $(L_t + 2d)$
Permanente*	1435	Exterioare	$35 < V \leq 60$	Beton	0,50	0,25	3,00
				Lemn	2,50	0,25	3,00
Provizorii	1435	Exterioare şi interioare	$V \leq 35$	Beton	2,50	0,20	2,90
				Lemn	2,40	0,25	2,90
Permanente*	760	Exterioare	$15 \leq V \leq 35$	Lemn	1,50	0,20	1,90
		Interioare	$V < 15$	Lemn	1,50	0,15	1,80
	600	Exterioare şi interioare	$V \leq 30$	Lemn	1,30	0,15	1,60
Provizorii	760 şi 600	–	$V < 15$	Lemn	1,20	0,10	1,40

* Cu o durată de exploatare mai mare de 5 ani.

La liniile de tragere, distanţa măsurată de la axa liniei la muchia prismei de balastare trebuie să fie de 2,50 m, iar distanţa măsurată între axa liniei şi lăţimea platformei trebuie să fie de 3,80 m pe partea şi pe lungimea necesară circulaţiei personalului de manevră.

Grosimea stratului de balastare *h*, sub talpa traversei, în dreptul şinei, în aliniament sau în dreptul şinei interioare în curbe cu supraînălţări, se stabileşte conform tabelului 10.9.

Materialele care se folosesc la alcătuirea prismelor de balastare sunt conform tabelului 10.10.

Profilul transversal al prismei de balastare, la linii speciale pentru transport tehnologic, se stabileşte prin proiect.

Tabelul 10.9

Grosimea stratului de balastare

Felul liniilor		**Viteza de circulație, km/h**	**Felul traverselor**	**Grosimea stratului de balastare *h*, în cm**
Normale	Exterioare	$35 < V \leq 60$	Lemn	25
			Beton	30
	Exterioare și interioare	$V < 35$	Lemn	20
			Beton	25
Înguste	Exterioare și interioare	$V < 35$	Lemn	10

Tabelul 10.10

Materiale folosite la alcătuirea prismelor de balastare

Materiale	**Domeniu de utilizare**
Piatră spartă dublu concasată*, conform STAS 2240/83	Balastarea liniilor normale
Piatră simplu concasată, conform documentelor tehnice normative	Balastarea liniilor normale și înguste
Nisip cu granulație 0,1-7 mm conform STAS 662-82	Balastarea liniilor provizorii normale și înguste, numai cu aprobarea forului tutelar și cu acordul MTTc pentru liniile care se leagă de rețeaua CFR
Zgură acidă metalurgică, în granulație 25-70 mm	Balastarea provizorie a liniilor normale și înguste, în incinte situate în apropierea unităților producătoare de zgură

* Utilizarea pietrei dublu concasate se face numai cu justificare tehnico-economică, în funcție de trafic și de importanța liniei industriale.

Lățimea platformei *B* (baza prismei de balastare) se stabilește în funcție de felul liniei, de viteza de circulație, amenajarea curbelor și de raza acestora, conform tabelului 10.11.

La debleuri săpate în stâncă, cu platforma fără șanțuri, lățimea platformei, măsurată de la axa liniei până la piciorul taluzului, se stabilește după cum urmează:

– pentru linii normale, în aliniament și curbe, având $R > 350$ m, este de 3 m;

– pentru linii normale, în curbe având $R < 350$ m, lățimea de 3 m se sporește conform STAS 4392/84;

– pentru linii înguste, în aliniament sau curbe este de:

- 2,50 m, pentru ecartament 760 mm;
- 2,10 m, pentru ecartament 600 mm.

Trecerea de la lățimea *a* din aliniament, la lățimea *b* din exteriorul curbei, se face pe lungimea rampei supraînălțării.

În cazul rambleurilor care se pot tasa în timpul exploatării, lățimea platformei se sporește conform STAS 3197/2/78.

Stratul de repartiție se stabilește conform prevederilor de mai jos.

La linii simple, în pământuri cu permeabilitate redusă (pământuri argiloase), suprafața superioară a terasamentelor (sub stratul de repartiție) se amenajează cu pante transversale de 4% către taluzuri.

La linii multiple, suprafața superioară a terasamentelor se amenajează cu profil frânt, având coame și dolii intercalate, cu pante transversale de minimum 2%, către doliile amplasate la mijlocul intervalului dintre două linii.

Pentru îndepărtarea apelor de infiltrație scurse în dolii, se prevăd prin proiect drenuri de colectare și evacuare către punctele de descărcare.

La linii simple, cu platforma în debleu săpat în stâncă, se prevăd pante transversale de 3% către taluzuri.

Stratul de repartiție trebuie să fie alcătuit din nisip cu granulație de 0,05-7 mm, corespunzătoare unui coeficient de neuniformitate $U > 7$ (STAS 1243/83), sau din zgură granulată de furnal , grosimea stratului fiind după compactare, de cel puțin 15 cm, la linii normale, și 10 cm, la linii înguste.

Când terasamentul de sub stratul de repartiție este alcătuit din pământ sensibil la înmuiere, grosimea stratului de repartiție se mărește și se alcătuiește conform STAS 3197/2/78.

Tabelul 10.11

Elementele necesare pentru stabilirea lățimii platformei

Felul liniilor	Ecartament mm	Amplasamentul liniilor	Viteza de circulație km/h	Felul liniei și amenajarea curbei	Raza curbei, R m	Dimensiuni, în m		
						a	b	$(a + b)$
Permanente	1435	Exterioare	$35 > V \leq 60$	Aliniamente și curbe circulare, cu supraînălțări	$R \geq 800$	2,50	2,70	5,20
					$180 \leq R < 800$	2,50	2,80	5,30
			$V \leq 35$	Aliniamente și curbe circulare, fără supraînălțări	$180 \leq R < 800$	2,50	2,60	5,10
		Interioare și abătute în stații	$V \leq 35$	Aliniamente și curbe circulare fără supraînălțări	$160 \leq R < 800$	2,50	2,50	5,00
Provizorii		–	$V \leq 35$	Aliniamente și curbe circulare fără supraînălțări	$R \geq 100$	2,50	2,50	5,00
Permanente	760	Exterioare	$15 \leq V \leq 35$	Aliniamente și curbe circulare, cu supraînălțare	$R \geq 50$	1,70	1,70	3,40
		Interioare	$V < 15$	Aliniamente și curbe circulare, fără supraînălțare	$R \geq 40$	1,50	1,50	3,00
	600	Exterioare	$15 \leq V < 30$	Aliniamente și curbe circulare, cu supraînălțare	$R \geq 40$	1,50	1,50	3,00
		Interioare	$V < 15$	Aliniamente și curbe circulare fără supraînălțări	$R \geq 40$	1,50	1,50	3,00
Provizorii	760 și 600	–	$V < 15$	Aliniamente și curbe circulare fără supraînălțări	$R \geq 30$	1,30	1,30	2,60

Observații:

- la liniile normale permanente, în curbele cu raza $R \leq 100$ m, lățimea platformei B este de 5 m, în curbele fără supraînălțare, și de 5,30 m, în cele cu supraînălțare;
- la liniile înguste permanente, în curbele cu $R < 40$ m, lățimea platformei B este de 3 m;
- la liniile exterioare cu trafic mai mare de 2 milioane tone brute/an, lățimea platformei se proiectează conform STAS 31974/2/78.

La rambleurile alcătuite din materiale granulare drenante, cu coeficient de neuniformitate U >15, stratul de repartiție nu se mai prevede, iar fața superioară a acestor rambluri poate fi orizontală.

La rambleurile alcătuite din nisip drenant cu coeficient de neuniformitate U >7, stratul de repartiție se prevede din pietriș neciuruit (balast), cu granulație 0,05-70 mm, grosimea stratului fiind de cel puțin 30 cm, după compactare, conform STAS 7582-81.

La rambleurile alcătuite din bolovănișuri, stratul de repartiție se prevede din pietriș neciuruit, cu granulația de 0,05-70 mm, grosimea stratului fiind de 15 cm după compactare.

Pietrișul neciuruit din stratul de repartiție poate fi înlocuit cu criblură sau split, conform STAS 2287/71.

Platformele de stâncă se prevăd cu un strat de repartiție și egalizare din nisip cu granulația de 0,05-7 mm, având grosimea de 15 cm la linii normale, și 10 cm, la linii înguste. La liniile exterioare, cu un trafic mai mare de 2 milioane tone brute pe an, stratul de repartiție se alcătuiește conform STAS 3197/2-78.

Taluzurile profilului transversal al infrastructurii se prevăd, în funcție de natura terenului și de înălțimea lor, conform STAS 3197/2/78 și STAS 7582/81. Taluzurile infrastructurii se protejează conform STAS 2916/73, iar taluzurile stratului de repartiție, conform STAS 3197/2/78.

În cazul terenurilor nestabile și când traseul traversează albia majoră a unui curs de apă, forma taluzurilor și protejarea lor se stabilesc prin proiect.

Șanțurile de scurgere și șanțurile de apărare (de gardă) se proiectează conform STAS 3197/2/78. Lățimea minimă a fundului șanțului se prevede de 0,30 m. Șanțurile de scurgere se protejează conform STAS 2916/73.

La platformele fără șanțuri, executate în debleu în stâncă, prisma de balastare se încadrează cu borduri, având rosturi de 3-4 cm la intervale de cel puțin 2 m.

11.

FUNDAȚII DE UTILAJE

11.1. Clasificarea utilajelor

Utilajele folosite în diferitele industrii se pot monta fie pe fundații antivibratoare, fie direct pe suporți amplasați pe planșeu. Necesită fundații speciale utilajele sensibile la vibrații sau cele care produc forțe puternice perturbatoare. De obicei, autooscilațiile pot fi preluate de structura de rezistență a utilajului, ajungând în mică măsură la fundație. În schimb, masele neechilibrate din mișcarea de translație sau de rotație pot cauza vibrații puternice, necesitând fundații antivibratoare.

Din punct de vedere al vibrațiilor, utilajele pot fi grupate astfel:

– după *felul mișcării maselor care produc forțe neechilibrate*: utilaje care produc translație alternativă orizontală (raboteze, șepinguri), translație alternativă verticală (morteze), utilaje care produc rotație în jurul unui ax orizontal (strunguri, mașini de rectificat, mașini de frezat), rotație în jurul unui ax vertical (strunguri-carusel, mașini de frezat, mașini de rectificat);

– după *mărimea forțelor perturbatoare neechilibrate* – există patru categorii de dinamicități ale mașinilor: mică (10 kgf), medie (10-100 kgf), mare (100-300 kgf), foarte mare (peste 300 kgf);

– după *turație*: mașini de joasă turație (sub 400 rot/min), mașini de turație mijlocie (400-2000 rot/min), mașini de turație înaltă (peste 2000 rot/min);

– după *sensibilitatea* față de surse exterioare de vibrații, măsurată prin limita superioară admisibilă a vitezei – se deosebesc patru clase: sensibilitate înaltă (0,1 mm/s), sensibilitate mijloce (0,1-1,0 mm/s), sensibilitate joasă (1,0-4,0 mm/s) și mașini insensibile (peste 4,0 mm/s).

Prin calculul fundațiilor de utilaje reprezintă una dintre cele mai utile aplicații ale teoriei vibrațiilor. Aceasta arată că sporirea dimensiunilor pieselor nu este totdeauna recomandată, în multe situații fiind dezavantajoasă nu numai economic, dar și tehnic.

În funcționarea utilajelor apar două tipuri de forțe dinamice:

– șocuri, izolate sau repetate;

– forțe periodice, datorate maselor în mișcare alternativă sau rotativă.

Alături de acestea sunt forțele statice (greutatea utilajelor și a fundațiilor).

Prin calculul fundației se urmărește să se realizeze presiuni pe teren în limitele admisibile și să se evite fenomenul de rezonanță. Din acest punct de vedere, la utilajele cu șocuri izolate se recomandă utilizarea unor fundații cu masă mare și pături elastice care să absoarbă cât mai mult energia șocului.

La mașinile cu forțe perturbatoare periodice, soluțiile problemei rezultă din analiza curbei de rezonanță.

Pentru elucidarea acestui aspect, presupunem că utilajul are o turație de n_m, respectiv o viteză unghiulară ω, care va coincide pentru prima armonică cu pulsația forței perturbatoare. Utilajul, împreună cu fundația, formează un sistem oscilant având pulsație proprie p, respectiv turație proprie n_p. Relațiile dintre acești parametri sunt:

$$\omega = \frac{\pi \cdot n_m}{30}; \qquad p = \frac{\pi \cdot n_p}{30}$$

Fie forța perturbatoare $P(t)$:

$$P(t) = P_0 \sin \omega t$$

unde P_0 este amplitudinea forței.

Mişcarea sistemului oscilant este periodică, iar amplitudinea se calculează astfel:

$$A = \frac{P_0}{k} \cdot A_0 = \frac{P_0}{k} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}}$$

unde k este constanta elastică.

Amplitudinea este o funcție de factorul de amplificare A_0:

$$A_0 = \frac{1}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}}$$

care poate fi modificat prin variația raportului ω/p, aşa după cum poate fi observat în figura 11.1.

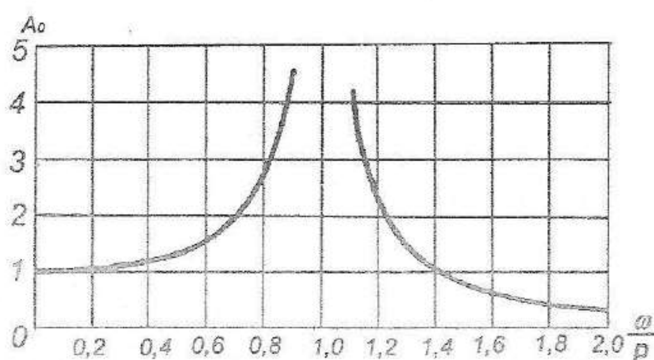


Fig. 11.1. Variația raportului ω/p.

Principala condiție în proiectarea fundațiilor este de a realiza o pulsație proprie p, cât mai diferită de ω, pentru a elimina fenomenul de rezonanță. Analiza figurii 11.1 pune în evidență următoarele aspecte:

– efectul rezonanței se resimte pe o bandă îngustă de frecvență, respectiv: $0{,}5 < \omega/p < 1{,}5$;

– dacă utilajul funcționează sub turație critică, $\omega < p$ şi $\omega/p < 1$, rezultă factorul de amplificare $A_0 > 1$, prin urmare, efectul forței perturbatoare este mai mare decât cel static, în schimb, dacă $A_0 < 1$, efectul forței perturbatoare

este amortizat. Acest fenomen nu constituie o amortizare prin disipare de energie, ci o modificare a vibrației prin mărirea frecvenței. Rezultă că este avantajos ca utilajele să funcționeze la turații superioare celor critice.

Pentru a stabili condițiile ca un utilaj să aibă pulsație cât mai joasă (să funcționeze la turație superioară celei critice), se pornește de la pulsația proprie a unui sistem oscilant cu un singur grad de libertate:

$$p = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

unde: m este masa sistemului; k – constanta elastică.

Elementul elastic natural este terenul. Acesta poate fi îmbunătățit prin straturi elastice interpuse (plută, pâslă, cauciuc) sau alte sisteme elastice (arcuri, tampoane din cauciuc).

Inversul constantei elastice este „elasticitatea" d:

$$\frac{d}{k} = 1$$

În funcție de raportul care există între turații, n_p și n_m, utilajele se clasifică astfel:

– mașini rapide, cu $n_m > 1500$ rot/min (exemple: grupuri turbogeneratoare, motoare electrice). La aceste utilaje se poate realiza ușor o funcționare deasupra turației critice. Astfel, blocul de fundație se așază direct pe teren, iar dacă terenul este stâncos (coeficientul k are valori superioare), se utilizează un material elastic, cu scopul de a coborî pulsația proprie;

– mașini cu viteză mijlocie $500 < n_m < 1000$ rot/min, la care se va realiza o pulsație proprie joasă numai prin folosirea de elemente elastice artificiale (tampoane, arcuri, vislă, plută);

– mașini lente, cu $n_m < 300$ rot/ min, la care nu se mai poate realiza condiția $p < \omega$. În asemenea cazuri se va realiza $p > \omega$, utilizând fundații ușoare (cu goluri) și rezemări cât mai rigide (fără straturi elastice).

În studiul fundației unui utilaj se urmărește determinarea prin calcul a unor elemente esențiale:

– pulsația proprie p sau n_p, pentru a evita rezonanța;

– determinarea masei fundației și a dimensiunilor acesteia, stabilirea mărimii amplitudinii.

În studiul mecanic al sistemului oscilant apar trei elemente:

– utilajul, considerat ca un corp rigid și sursă de vibrații;

– fundația, considerată ca un corp rigid sau elastic (în cazul fundației tip cadru);

– stratul elastic, care poate fi natural – terenul – sau artificial.

Vibrațiile produse de utilaje pot avea diverse cauze: procesul tehnologic, modul de funcționare al utilajelor, inexactități de execuție și defecte de funcționare.

Efectele vibrațiilor sunt dăunătoare asupra mediului înconjurător. Ele se materializează atât prin deprecieri ale clădirilor cât și asupra oamenilor.

Efectul vibrațiilor asupra clădirilor se măsoară cu tensometre.

Prin măsurători tensometrice în diferite zone ale clădirilor și prin utilizarea relațiilor din teoria elasticității se pot determina eforturile unitare suplimentare cauzate de vibrații. Mărimile care sunt înregistrate: amplitudinea, accelerațiile, frecvențele.

Pe baza acestora se definește noțiunea de intensitate a vibrației, cu relația:

$$i = \frac{w^2}{f} = 8 \cdot w^2 \cdot N$$

în care: w este accelerația trepidației [cm/s]; f – frecvența acesteia [Hz]; N – puterea medie a vibrației într-un sfert de perioadă.

În practică se folosește drept măsură a intensității vibrației expresia:

$$S = 10 \frac{\lg i}{i_s}$$

în care $i_s = 0.1$ cm ^{2}/ s^3 – este un parametru.

Unitatea de măsură pentru *S* este vibrarul.

În practică există o clasificare a trepidațiilor în funcție de efectul acestora asupra clădirilor.

Tabelul 11.1

Clasificarea trepidațiilor

Intensitatea trepidației [vibrar]	**Clasa trepidațiilor**	**Efectul asupra clădirii**
10-20	Trepidații ușoare	Nu prezintă pericol
20-30	Trepidații mijlocii	Nu prezintă pericol
30-40	Trepidații puternice	Deteriorări ușoare; fisuri în ziduri
40-50	Trepidații grele	Fisuri în zidurile principale
50-60	Trepidații foarte grele	Distrugerea clădirilor

Se obișnuiește a se vorbi despre o cifră a deteriorărilor a cărei mărime se determină cu relația:

$$R = 2\,\pi^2 \cdot a_o^2 \cdot f^3 = 1{,}25\ i\ [\mathrm{mm^2/s^3}]$$

Vibrațiile mecanice, ca și cele acustice, sunt dăunătoare sănătății oamenilor. Zgomotele de intensitate, ca și trepidațiile, obosesc sistemul nervos. Din acest motiv, aprecierea efectului prin intensitatea *S* a vibrației nu mai este concludentă.

În literatura de specialitate sunt prezentate diverse grafice asupra gradului de percepție al trepidațiilor.

Nivelul vibrațiilor se măsoară cu pal-ul, unitate de măsură definită astfel:

$$P = 10\frac{\lg I}{I_s}$$

unde: I este intensitatea trepidației; I_s – intensitatea trepidației la pragul de percepere.

În figura 11.2 sunt prezentate curbele de egală percepere a trepidațiilor. în functie de frecventa si de intensitatea trepidatiei.

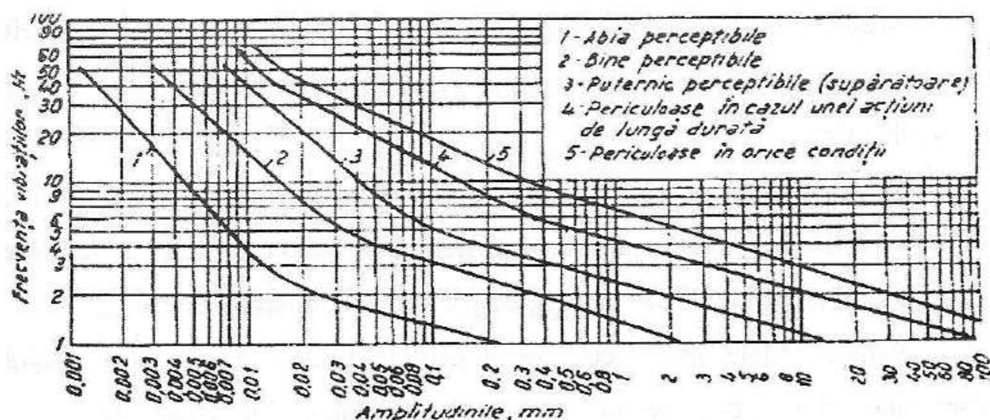


Fig. 11.2. Curbele de egală percepere a vibrațiilor.

Examinarea acestor curbe arată că la frecvențe foarte ridicate trepidațiile de intensitate mică sunt la fel de supărătoare ca cele de intensitate mare (tabelul 11.2).

Tabelul 11.2

Nivelele de percepere a trepidațiilor

Nivelul vibrației [pal]	Efectul asupra omului și sursele trepidațiilor
0-10	Unde de percepție, variind după poziția corpului
10-20	Percepere generală
20-30	Zguduiri datorite vehiculelor, inadmisibile în clădiri
30-40	Trepidații în vehicule cu mers liniștit
40-50	Trepidații în vehicule și în ascensoare
50-60	Suportabile pe durată scurtă; trepidații puternice în vehicule
60-80	Trepidații producătoare de deranjamente fizice, rău de mare, dureri (la frecvențe ridicate)

Trepidațiile pot produce dislocări ale unor părți ale utilajelor, degradări ale materialelor ce formează păturile elastice. Totodată, ele pot avea implicații distructive asupra clădirilor și instalațiilor aferente.

În special, mașinile cu mișcare de translație alternativă și cele cu turații mari ale pieselor ce se prelucrează sunt mașini de mare dinamicitate, care trebuie izolate elastic pentru protejarea instalațiilor înconjurătoare.

Maşinile de mare sensibilitate – maşini de rectificat, maşini de găurit după coordonate – trebuie protejate pasiv de acțiunile perturbatoare ale altor surse de vibrații.

Pentru utilaje grele este indicat a se realiza fundații speciale izolate, sub formă de bloc masiv sau placă. Sistemul de fundare este în funcție de considerații tehnologice, de montaj, de presiunea admisibilă pe teren.

Pentru utilaje grele, cu batiu insuficient de rigid sau cu sarcini dinamice reduse, grosimea fundației rezultă din calculul de rezistență.

Fundațiile acestor utilaje sunt solicitate la greutatea proprie a utilajului şi la diversele efecte dinamice care pot rezulta din deformațiile elastice şi din vibrații. În asemenea situații, literatura de specialitate recomandă majorarea greutății utilajului cu 50%, atât pentru calculul acesteia cât şi pentru calculul presiunii admisibile pe suprafața terenului:

$$M_{max} = \frac{1,5G(l-a)}{8}$$

Pentru utilaje care transmit forțe perturbatoare importante se recomandă ca fundația să fie aşezată pe un suport elastic dimensionat corespunzător. Astfel de fundații se prevăd a fi independente de infrastructura construcției în care sunt amplasate.

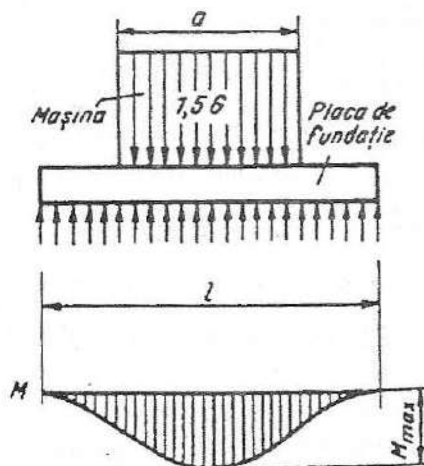


Fig. 11.3. Diagrama de moment.

Utilajele uşoare, care nu produc forțe perturbatoare, se pot aşeza direct pe pardoseala clădirii industriale, pe un suport realizat constructiv, cu h = 15-20 cm. Pentru atenuarea zgomotului, utilajele pot fi dispuse pe un covor din cauciuc pânzat. Atunci când utilajele trebuie poziționate pe planşee intermediare, dat fiind frecven-

țele proprii relativ joase ale planșeelor, există pericolul de rezonanță, fapt pentru care, pentru cele care produc forțe perturbatoare se prevăd izolații antivibratoare.

Planșeele care suportă utilaje se calculează la o încărcare rezultând din greutatea acestora, majorată cu 50%.

Pentru proiectarea și realizarea fundațiilor de utilaje trebuie cunoscute următoarele elemente:

– desenul utilajului și al prinderilor;

– planul de montaj tehnologic;

– fișa tehnică a utilajului, cu precizări referitoare la greutatea mașinii, distribuția încărcărilor;

– planul de amplasare al utilajului în incinta construcției;

– valorile numerice, direcția și pulsațiile forțelor și cuplurilor neechilibrate ale utilajului, care se transmit fundației.

11.2. Izolarea fundațiilor

În cazul în care sub fundație se așază o placă elastică continuă, ea poate fi din plută, pâslă, țesătură presată, lemn, cauciuc, cauciuc pânzat. Lăsând cauciucul să fie tratat aparte, vom da câteva detalii referitoare la celelalte materiale.

Constantele elastice pentru plăci se vor determina cu relațiile:

• *pentru plăci solicitate la compresiune*:

$$k = ES/h \quad [\text{kgf/cm}] \text{ sau } [\text{tf/cm}],$$

unde: E este modulul de elasticitate al materialului plăcii; S – suprafața secțiunii plăcii, perpendiculară pe direcția de aplicare a forței de compresiune; h – grosimea plăcii, pe normala la suprafața S.

Pentru unitatea de suprafață ($S = 1$) se ajunge la expresia coeficientului de contracție elastică:

$$C_Z = E/h \quad [\text{kgf/cm}^3]$$

care duce la expresia constantei elastice pentru întreaga talpă a fundației:

$$k_Z = C_Z \cdot S \quad [\text{kgf/cm}] \text{ sau } [\text{tf/cm}]$$

• *pentru plăci supuse la lunecări orizontale* se definește coeficientul de lunecare:

$$C_x = G/h \quad [\text{kgf/cm}^3]$$

care duce la expresia constantei elastice

$$k_x = GS/h \quad [\text{kgf/cm}]$$

• *pentru bare solicitate la compresiune* sau la întindere axială se folosește relația:

$$k = EA/l,$$

în care: l este lungimea barei; A – aria secțiunii sale.

• *pentru bare cilindrice solicitate la răsucire*, constanta elastică este:

$$k = \frac{GI_p}{l} = \frac{\pi G d^4}{32 l} \quad [\text{kgf/cm}]$$

unde: G este modulul de elasticitate transversal al materialului; I_p – momentul de inerție polar al secțiunii; d – diametrul barei; l – lungimea barei.

• *pentru bare solicitate la încovoiere*, constanta elastică depinde de rigiditatea EI, de lungimea barei, de modul de rezemare și de punctul de aplicație al forței care produce deformația.

În toate relațiile de mai sus se introduc *modulele de elasticitate dinamice* E și G, atunci când ele diferă de cele statice.

Pluta se folosește sub formă de plăci, în grosimi uzuale de 60 mm, fie ca plută naturală, fie ca plută măcinată și presată, îmbibată cu un liant. În general, plăcile de plută sunt legate pe margini cu fier balot, ceea ce le împiedică degradarea.

Literatura de specialitate recomandă a se lua în calcul următoarele module de elasticitate dinamice, în funcție de presiunea statică:

σ	[kgf/cm^2] :	0,5;	1,0;	2,0;
E_d	[kgf/cm^2] :	150;	200;	230.

Experimental, s-au obținut rezultatele înscrise în tabelul 11.3.

Se observă că pluta are proprietăți de amortizare importante, ceea ce o face deosebit de indicată pentru amortizări de vibrații și zgomote. Se recomandă a se limita presiunile statice la 2 kgf/cm^2, spre a evita fărâmițarea plutei.

Aplicațiile principale ale plăcilor de plută sunt la mașini de turații ridicate – motoare electrice, turbogeneratoare – în locuri unde este necesară o pătură elastică și unde arcurile de oțel nu oferă soluție corespunzătoare.

Pâsla este un material mai rezistent la agenții chimici și mecanici decât pluta sau cauciucul. Ea se folosește în mod curent ca strat elastic sub șabota ciocanelor și ca amortizor de zgomote. Se pot lua presiuni admisibile în pâslă de ordinul 60-80 kgf/cm^2, respectiv module de elasticitate E_d = 500-1500 kgf/cm^2.

Țesăturile presate sunt făcute din straturi suprapuse de țesătură de iută, impregnată împotriva umezelii, și presate așa încât să formeze plăci destul de rezistente. Aceste plăci au avantajul că își păstrează elasticitatea pe durată îndelungată și sunt mai puțin sensibile decât pâsla la agenții corozivi. Ele se folosesc atât la fundațiile anumitor construcții – ca strat elastic între șine și traverse de beton armat, sub căile de rulare ale macaralelor – cât și ca straturi elastice la fundații de mașini.

Lemnul are o elasticitate insuficientă spre a fi utilizat ca pătură elastică sub fundații de mașini. Totuși, el se întrebuințează pentru garnitura elastică sub șabota ciocanelor de forjat și poate servi la construcții de susținere directă a unor mașini.

Tabelul 11.3

Module de elasticitate și decremente logaritmice pentru plăci de plută

Denumirea materialului	**Efortul unitar static σ [kgf/cm²]**	**Module de elasticitate dinamice**		**Decremente logaritmice ale amortizării**	
		E_d [kgf/cm²]	G_d [kgf/cm²]	**La întindere și compresiune δ_v**	**La răsucire δ_r**
Plută naturală în plăci de 80×80×60 mm	1,5	250	95	0,16	0,18
Plută naturală cu rame de oțel de 80×80×60 mm	1,5	195	75	0,16	0,19
Plută presată tare de 80×80×60 mm	1,5	160	76	0,18	0,21
Plută presată cu trei straturi pâslă de 80×80×60 mm	1,5	106	55	0,20	0,26

Cauciucul este azi un material foarte răspândit în izolarea antivibratoare a fundațiilor. Se realizează o mare varietate de elemente elastice, cărora le vom da numele de *izolatori* împotriva vibrațiilor, din cauciuc simplu, din pânză cauciucată și, în special, din cauciuc vulcanizat pe plăci metalice. Izolatorii de cauciuc sunt utilizați în special pentru mașini mici și mijlocii, fiind mai rar întâlniți la utilaje grele.

Cauciucul posedă o serie de proprietăți care îl fac indicat pentru construcția izolatorilor „antivibratori".

a) Având un modul de elasticitate la compresiune foarte mic (E = 10-100 kgf/cm²), cauciucul se deformează mult, fiind capabil să preia șocuri puternice. Ca o cifră comparativă, se poate cita preluarea prin șoc a unui lucru mecanic de 53 kgm/kg, pe când la oțel de arcuri se ajunge doar la 14 kgm/kg.

b) Din acelaşi motiv, elementele de cauciuc au constante elastice foarte mici, fapt care permite să se realizeze pulsaţii proprii cât mai joase ale utilajelor sprijinite pe ele.

c) Cauciucul, deşi în limitele uzuale de utilizare este perfect elastic, are proprietăţi de amortizare foarte pronunţate. Astfel, tampoanele de cauciuc duc la disipări de energie până la 30-35% din energia totală a vibraţiei.

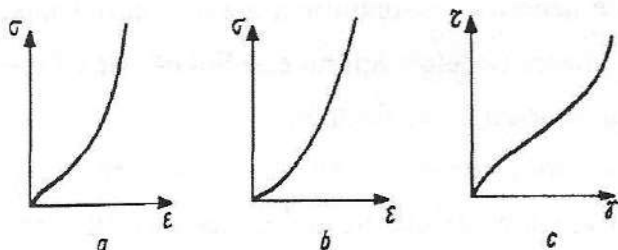


Fig. 11.4. Curbele caracteristice ale cauciucului:
a – pentru întindere; *b* – pentru compresiune; *c* – pentru forfecare.

Amplitudinile de rezonanţă ale maşinilor aşezate pe elemente de cauciuc sunt abia $\frac{1}{5}-\frac{1}{10}$ din amplitudinile ce se constată la rezemarea pe arcuri de oţel. Din aceste motive, la utilaje care trec prin turaţia de rezonanţă, utilizarea rezemării elastice pe cauciuc este similară folosirii unor amortizoare.

d) Cauciucul este şi un excelent amortizor de zgomot. Viteza de propagare a sunetului în cauciuc este de 45 m/s, în aer de 340 m/s, iar în oţel, de 5100 m/s. Folosirea pneurilor de cauciuc la autovehicule elimină total zgomotul şocului. La maşini cu turaţii mari, arcurile de oţel produc zgomote, pe când tampoanele de cauciuc nu.

În opoziţie cu aceste calităţi, cauciucul prezintă pentru fundaţii de utilaje şi unele dezavantaje:

a) Sub influenţa agenţilor atmosferici şi mai ales a diverselor impurităţi ce pot ajunge la el (apă, uleiuri, acizi), îşi pierde proprietăţile elastice. De aceea, sunt necesare măsuri speciale de protecţie.

b) Cu timpul, după 5-20 de ani, apare efectul de îmbătrânire: cauciucul își pierde proprietățile elastice, începe să se fisureze, producând în acest fel deplasări ale fundației, care pot fi periculoase. Din acest motiv, la mașini cu durată de viață mai lungă trebuie avut în vedere posibilitățile de înlocuire a elementelor de cauciuc.

c) Din punctul de vedere al calculelor, cauciucul prezintă unele dificultăți, care necesită un studiu mai atent, datorită faptului că relația dintre eforturi unitare și deformații nu este liniară, iar cifrele de elasticitate variază mult cu compoziția cauciucului.

Curbele caracteristice ale cauciucului nu sunt rectilinii (fig. 11.4). De aici rezultă că modulul de elasticitate E este variabil, deci și constantele elastice calculate pe baza lui. La ridicarea curbei caracteristice de compresiune trebuie avut grijă ca dilatarea laterală să nu fie împiedicată, astfel cauciucul se comportă ca un rigid. În mod convențional se ia drept o cifră caracteristică a cauciucului efortul unitar de întindere corespunzător unei alungiri specifice de 25%, notat σ_{25}. Ca exemplu, în figura 11.5 se vede că $\sigma_{25} = 2$ kgf/cm^2.

Una dintre mărimile principale care caracterizează cauciucul este duritatea sa. Modulul de elasticitate este în funcție de duritate și de forma epruvetei. Astfel, dacă se definește factorul de formă k al unui izolator ca raport între suprafața încărcată și suprafața laterală, se poate construi graficul din figura 11.6, care dă modulul de elasticitate static, în funcție de k și de duritatea Shore.

Pentru un izolator cilindric de diametru d și înălțime h, factorul de formă este:

$$k = \frac{\dfrac{\pi \cdot d^2}{4}}{\pi \cdot d \cdot h} = \frac{d}{4 \cdot h}$$

Se observă că izolatorul cu $d = h$ are $k = 0{,}25$, ceea ce conduce la module de elasticitate sub 100 kgf/cm^2.

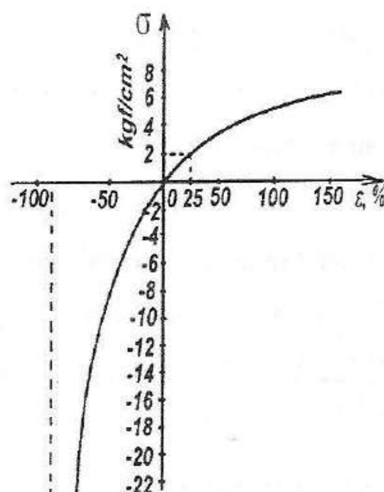


Fig. 11.5. Efortul unitar de întindere.

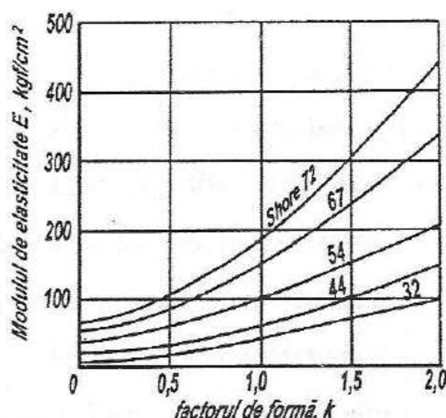


Fig. 11.6. Modulul de elasticitate static.

Cauciucul are în general μ = 0,5, ceea ce dă relația generală între modulele de elasticitate:

$$E = 3G$$

Cifre uzuale pentru cauciuc sunt: E = 60-70 kgf/cm², putând coborî însă chiar la 20-30 kgf/cm².

Tabelul 11.4

Cifre de rezistență pentru cauciuc cu E = 33 kgf/cm²

Felul solicitării	Încercări la tracțiune		Rezistențe admisibile					Module de elasticitate	
	σ_r [kgf/cm²]	δ [%]	Tracțiune σ_a [kgf/cm²]	Compresiune σ_a [kgf/cm²]	Lunecare paralelă τ_a [kgf/cm²]	Lunecare din răsucirea fundației τ_a [kgf/cm²]	Răsucire τ_a [kgf/cm²]	E [kgf/cm²]	G [kgf/cm²]
Statică	100-200	400-500	10-20	30-50	10-20	20	20	33	11
Dinamică	–	–	5-10	10-15	3-5	3-10	3-5	–	–

11.3. Alcătuirea şi calculul fundaţiilor pentru utilaje

Fundaţiile de maşini se realizează din beton, beton armat, beton precomprimat sau din metal. Asupra lor acţionează sarcinile transmise de maşini, care pot fi statice şi dinamice. Forţele dinamice pot proveni din:

– mişcarea părţilor mobile ale maşinii;

– mişcarea materialelor (solide, lichide, gazoase) în interiorul maşinii;

– imperfecţiuni de echilibru;

– efecte de câmp magnetic (exemplu: maşini electrice rotative).

Forţele dinamice care acţionează asupra fundaţiilor pot fi:

– forţe de şoc (exemplu: ciocane, prese de forjare, sonete pentru spart fontă);

– forţe periodice (maşini rotative, maşini cu piese în mişcare alternative);

– forţe cu distribuţie aleatorie (exemplu: concasoarele).

Fundaţiile de maşini se clasifică astfel:

– fundaţii masive (tip bloc, cutie, diafragme);

– fundaţii în cadre compuse din unul sau mai multe planşee (tabliere), stâlpi şi radier alcătuind un sistem spaţial.

Proiectarea şi executarea fundaţiilor de maşini trebuie să asigure rezistenţa şi stabilitatea, limitarea deplasărilor maxime, durabilitatea în timp. În cazul fundaţiilor speciale (de exemplu, fundaţia unui turbo-agregat pentru centralele nuclearo-electrice) se recomandă să se prevadă cercetări experimentale privind comportarea dinamică a ansamblului fundaţie-maşină.

Elementele care trebuie considerate la proiectarea acestor fundaţii sunt:

– tipul maşinii, puterea nominală, turaţia;

– planul fundaţiei, canale, denivelări, zone de prindere, montaj;

– schema cu încărcările aplicate fundației: greutatea părților fixe și mobile, forțe perturbatoare, efectele dilatării termice, sarcini de montaj, efectul și valorile deplasării dinamice, rigiditatea mașinii, toleranțe etc.;

– la fundațiile de mașini care produc șocuri se vor preciza: greutățile, caracteristicile cilindrului, ale plăcilor, ale batiului, energia de lovire etc.;

– la fundațiile mașinilor rotative se vor preciza: greutatea rotorului, turațiile, cuplul de scurtcircuit, tracțiunea de vacuum la condensatoare;

– la fundațiile de mașini-unelte se va preciza schema de distribuție a greutății agregatului, greutatea masivă a piesei, forțe și cupluri neechilibrate.

Astfel de fundații trebuie să aibă în vedere coeficienții elastici statici și dinamici ai straturilor de teren, precum și comportarea terenurilor sensibile la acțiunea de durată a vibrațiilor.

Acțiunile specifice fundațiilor de mașini sunt:

– forța dinamică

$$F_d = \eta_{max.} \cdot F_{perturb.},$$

unde: $\eta_{max.} = 5$ – pentru fundații cu structură metalică sau așezate pe resorturi metalice; $\eta_{max.} = 10$ – pentru fundații cu elemente elastice din beton; $\eta_{max.} = 25$ – pentru fundații metalice.

– intensitatea trepidației;

Acțiunile fundațiilor de mașini se clasifică în:

– acțiuni permanente;

– acțiuni temporare de lungă durată;

– acțiuni temporare de scurtă durată;

– acțiuni excepționale.

Grupările de acțiuni pentru calculul fundațiilor de utilaje se stabilesc conform STAS 7206-87. Calculul fundațiilor se efectuează conform STAS 10111/ 1-77, STAS 10111/ 2-77, iar pentru fundațiile metalice, conform STAS 10108/ 0-78.

Fundațiile de mașini pot fi realizate din beton, beton armat, beton precomprimat sau din metal.

Clasa minimă a betonului este în funcție de destinația fundației.

La alcătuirea fundațiilor de mașini se mai folosesc:

– materiale vibroizolante;

– materiale hidroizolante;

– materiale de testare;

– mortar sau beton pentru subturnare.

Calculul se efectuează la următoarele stări limită:

1) Stări limită ultime:

– de rezistență;

– de oboseală;

– de stabilitate (răsturnare, lunecare).

2) Stări limită ale exploatării normale:

– de fisurare;

– de deformație;

– de rezonanță.

Fundațiile masive așezate direct pe teren se realizează:

– subacordat (frecvența proprie a fundației este inferioară frecvenței perturbatoare), în care caz se recomandă realizarea unei fundații cu masa mai mare;

– supraacordat (frecvența proprie a fundației este superioară frecvenței perturbatoare), caz în care se recomandă realizarea unei fundații ușoare (eventual cutie cu goluri).

Fundațiile amplasate pe planșeul construcției trebuie să aibă batiul așezat pe un strat amortizor.

Pentru mașini cu turație de peste 500 rot/min, se realizează fundații cu frecvențe proprii joase. Când turațiile sunt ridicate, $n \geq 1500$ rot/min,

se poate așeza blocul de fundație direct pe sol. Pentru turații mijlocii $500 \leq n \leq 1500$ rot/min, așezarea directă pe sol nu dă o frecvență proprie acceptabilă și se folosesc straturi elastice moi (plută, cauciuc). Pentru mașini cu turații foarte joase, $n \leq 300$ rot/min, este dificil a realiza fundații cu frecvențe inferioare celor de rezonanță.

Calculul fundației comportă următoarele etape:

– tema;

– alegerea masei și dimensiunilor blocului de fundație;

– calculul poziției centrului de greutate și al momentelor de inerție;

– alegerea frecvențelor proprii ale fundației;

– calculul amplitudinilor;

– calculul forțelor statice înlocuitoare;

– calculul de rezistență al păturii elastice;

– calculul de rezistență al blocului de fundație.

Dacă se folosește un suport elastic, se alege frecvența proprie, după care se determină constanta elastică.

În vederea realizării fundațiilor de utilaje trebuie ca prin temă să se cunoască:

– felul utilajului, dimensiune, gabarit, așezare, montaj tehnologic;

– detalii privind prinderile utilajului;

– greutatea utilajului, mărimea, poziția sarcinilor statice transmise fundației;

– turația minimă și maximă;

– mărimea, direcția, poziția, frecvența forțelor perturbatoare;

– dimensiunile plăcii de bază a mașinii;

– natura terenului de fundare.

Blocul de fundare trebuie astfel dimensionat încât să asigure frecvența dorită, o rezemare rigidă a utilajului și o presiune pe teren corespunzătoare presiunii admise.

Literatura de specialitate recomandă a alege blocul de fundaţie G_f astfel:

– pentru maşini cu frecvenţa proprie superioară celei de lucru (acordare înaltă), aşezate direct pe sol:

$$G_f = (0,5\text{-}1,0)\, N$$

sau

$$G_f = (5\text{-}10)\, G_m$$

unde: N este puterea maşinii, în CP; G_m – greutatea maşinii; în t; G_f – greutatea fundaţiei, în t;

– pentru maşini cu frecvenţă joasă (acordare joasă), aşezate direct pe sol:

$$G_f = (10\text{-}20)\, G_m;$$

– pentru maşini cu frecvenţă joasă, aşezate pe arcuri de oţel:

$$\log G_f = 0,9\,(\log N - 0,6)$$

Relaţia de mai sus este reprezentată grafic în figura 11.7. Pentru maşini cu mecanisme bielă-manivelă, E.W. Roberts recomandă relaţia:

$$G_f = k \cdot G_m \sqrt{n}$$

în care: n este turaţia maşinii, în rot/min; k – un coeficient având valorile din tabelul 11.5.

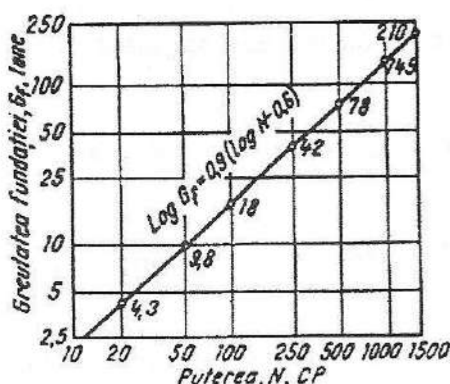


Fig. 11.7. Reprezentarea grafică a relaţiei $\log G_f = 0,9(\log N - 0,6)$.

După alegerea greutăţii fundaţiei se determină dimensiunile sale (lungime, lăţime, înălţime), atât pe baza volumului ei cât şi ţinând seama de dimensiunile plăcii de bază a maşinii.

O mărime caracteristică a fundaţiei este raportul L/H dintre lungimea şi înălţimea sa. Se va alege o înălţime H cât mai mare atunci când se cere o suprafaţă de rezemare S mică sau când acest lucru este impus de instalaţiile

auxiliare. La mașinile cu forțe perturbatoare orizontale, deci care au vibrații de rotație față de un ax orizontal, înălțimea mare duce la amplitudini mari, care pot fi dăunătoare.

Tabelul 11.5

Valorile lui *k*

Numărul cilindrilor	Motor cu gaz, vertical k	Motor diesel, orizontal k
1	–	0,30
2	0,175	0,24
3	0,15	0,23
4	0,13	0,225

După această predimensionare a masei fundației, se recomandă a se face un calcul de stabilitate sub efectul forțelor statice și dinamice, considerând p pulsația proprie a mașinii și fundației și ω pulsația perturbatoare (viteza unghiulară a mașinii).

Pentru mașinile cu frecvență proprie joasă ($p<\omega$) se compun valorile întreite ale amplitudinilor forțelor și cuplurilor perturbatoare (ultimele înlocuite prin cuplu de două forțe) cu greutatea G a ansamblului fundație-mașină. Această compunere se face de două ori, luând forțele perturbatoare o dată într-un sens, apoi în cel opus. În ambele cazuri, forța rezultantă nu trebuie să aibă o înclinare față de verticală mai mare de 1:2 (1 pe orizontală, 2 pe verticală), iar în pătura elastică sau elementele elastice să nu apară eforturi de întindere. Greutatea G_f să nu fie mai mică decât G_m.

Pentru o fundație cu frecvență proprie înaltă ($p > \omega$) se va proceda în mod analog, luând însă forțele periodice de nouă ori.

Dacă în mod excepțional trebuie să se țină seama și de posibilitatea unei rezonanțe, de exemplu când forțele perturbatoare au pulsații variabile, în calculul de mai sus forțele periodice se iau de 15 ori, presupunându-se fundația așezată direct pe terenul de fundație.

Pentru fundația astfel predimensionată se va cerceta, în sfârșit, dacă rezemarea ei se poate face direct pe teren sau se impune o pătură elastică.

Pentru aceasta se analizează pulsațiile p ale vibrațiilor proprii ale fundației, care trebuie să difere cu cel puțin ± 20% de pulsația perturbatoare ω a mașinii.

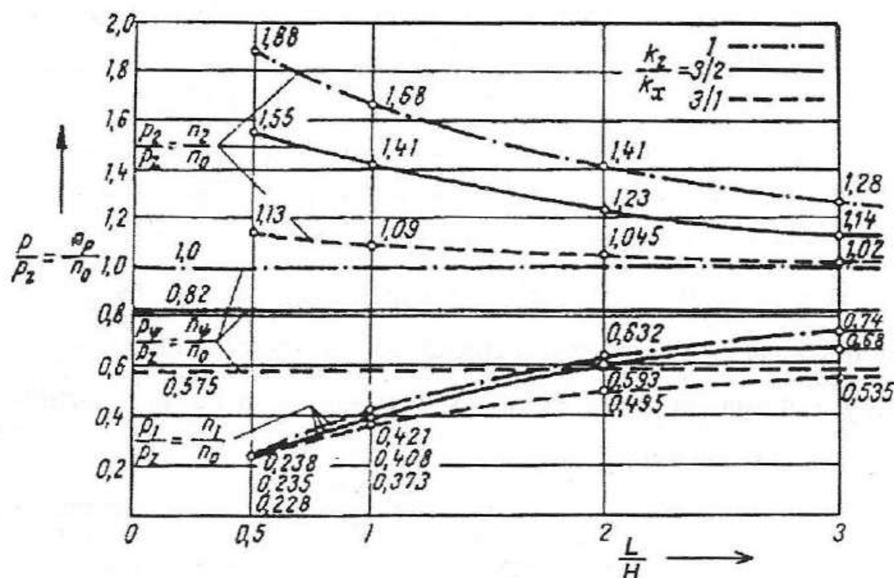


Fig. 11.8. Diagrama pulsațiilor.

Acest control se poate face rapid, folosind diagrama din figura 11.8, care dă raportul dintre diferitele pulsații proprii (sau turații proprii) și pulsația (sau turația) proprie a vibrațiilor de translații verticale. Astfel, dacă se cunoaște p_z, celelalte mărimi se află citind pe diagramă valorile rapoartelor:

$$\frac{n_\psi}{n_0} = \frac{p_\psi}{p_z}; \quad \frac{n_2}{n_0} = \frac{p_2}{p_z}; \quad \frac{n_1}{n} = \frac{p_1}{p_z}$$

Curbele respective sunt construite în funcție de rapoartele L/H dintre lungimea (respectiv lățimea) și înălțimea fundației și raportul constantelor elastice k_z/k_x.

Dacă fundația nu se apropie de un paralelipiped (are goluri, proeminențe), se ia $H = 2h$, unde h este cota centrului de greutate.

Fie cazul $\frac{L}{H} = 1$ și $\frac{k_z}{k_x} = \frac{3}{2}$. După figura 11.8, dacă fundația lucrează cu $p < \omega$, cea mai înaltă pulsație proprie este $p_2 = 1{,}41\ p_z$. Punând condiția ca ea să difere cu cel puțin 20% de pulsația perturbatoare ω, rezultă:

$$p_2 = 1{,}41\ p_z \leq 0{,}8\omega\ ;\ p_z \leq 0{,}57\omega$$

Din contră, pentru fundația cu $p > \omega$, cea mai mică pulsație proprie este $p_1 = 0{,}408\ p_z$. Se pune aceeași condiție:

$$p_1 = 0{,}408\ p_z \geq 1{,}2\omega\ ;\quad p_z \geq 2{,}94\ \omega$$

După stabilirea dimensiunilor fundației se trece la calculul volumului V, respectiv al greutății sale:

$$G_f = V \cdot \gamma,$$

unde γ este greutatea specifică a materialului.

Se calculează apoi greutatea totală a ansamblului mașină-fundație:

$$G = G_m + G_f.$$

11.4. Alegerea și calculul frecvențelor proprii ale fundațiilor

Dacă antecalculul frecvențelor proprii ale fundației așezate direct pe sol arată că este necesară o pătură elastică, este indicat a se alege frecvența proprie, urmând a se calcula apoi constantele elastice.

Așa cum s-a arătat, cu cât raportul ω/p este mai mare, transmisibilitatea scade. De aceea, este de dorit a se considera:

$$p < 0{,}4\ \omega\ .$$

coborând cu pulsația proprie atât cât permit elementele elastice, unde p reprezintă cea mai mare dintre pulsațiile proprii, de obicei cea corespunzătoare vibrațiilor verticale p_z.

Dacă s-a ales pulsația proprie a vibrațiilor verticale, se determină constanta elastică:

$$k_z = mp_z^2 = \frac{G}{g} p_z^2$$

după care se poate trece la stabilirea dimensiunilor păturii elastice.

În general, după alegerea dimensiunilor fundației, se face calculul frecvențelor proprii în ipoteza așezării directe pe sol. În acest scop:

– se stabilesc gradele de libertate ale fundației în funcție de simetriile sistemului, de direcția și de punctele de aplicație ale forțelor perturbatoare;

– se determină, de dorit pe cale experimentală sau analitic, coeficienții elastici ai terenului C_z, C_x, C_φ, C_ψ (numai cei de care este nevoie în calcul);

– se calculează pulsațiile proprii corespunzătoare gradelor de libertate ale sistemului;

– se compară pulsațiile proprii cu cele ale forțelor perturbatoare, controlând dacă sunt satisfăcute condițiile de evitare a rezonanței;

– cuplul produs de cele două forțe orizontale:

$$M = P_1(t_1 + h) - P_2(t_2 - h).$$

Cuplul a fost calculat față de axa perpendiculară pe plan, trecând prin centrul de greutate al tălpii fundației.

Forța verticală și cuplul produc pe teren presiunile:

$$\sigma' = \frac{V}{S} \pm \frac{M}{I_y} \cdot x,$$

unde: I_y este momentul de inerție al suprafeței tălpii față de axa de rotație; x – distanța punctului considerat la axă.

Se vede că σ' variază liniar, fiind maxim la marginea tălpii ($x = L/2$):

$$\sigma'_{\substack{max \\ min}} = \frac{V}{S} \pm \frac{M}{I_y} \cdot \frac{L}{2}$$

La această valoare se adaugă presiunea datorată greutăţii:

$$\sigma'' = \frac{G}{S}$$

ceea ce dă presiunea maximă pe teren:

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = \frac{G}{S} + \frac{V}{S} \pm \frac{M}{I_y} \cdot \frac{L}{2}$$

Forţa H dă efortul unitar de lunecare:

$$\tau = \frac{H}{S}$$

Întrucât forţele perturbatoare îşi schimbă sensul, se va repeta calculul de mai sus, luând pe P_n de sens contrar.

Dacă rezemarea se face în puncte discrete (arcuri), se află forţa pe un element elastic (un arc), cu aceleaşi relaţii de mai sus, înlocuind pe S prin numărul n de elemente şi pe I_y, prin momentul de inerţie al punctelor:

$$I_y = \sum_{1}^{n} x_i^2$$

Pe baza rezultatelor obţinute se calculează amplitudinile vibraţiilor, comparându-le cu cele admisibile. Dacă nu se încadrează în limitele admise, se reface calculul fundaţiei, schimbând frecvenţele proprii şi constantele elastice.

11.5. Calculul de rezistenţă al blocului de fundare

În general, blocul de fundaţie se calculează la încovoiere.

Pentru fundaţii cu frecvenţe proprii mari ($p > \omega$), deci la care forţele transmise terenului sunt relativ mari, fundaţia se calculează la forţele statice şi cele statice înlocuitoare ca sarcini, respectiv la presiunile pe terenul elastic ca reacţiuni. În figura 11.9 se arată o fundaţie solicitată prin forţă perturbatoare

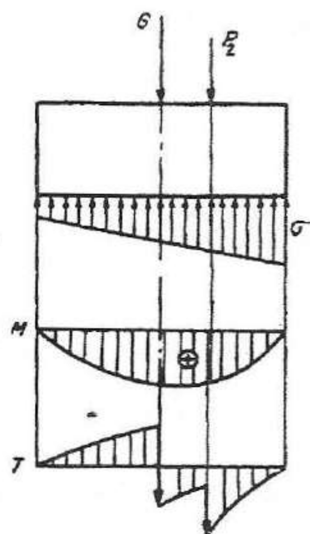


Fig. 11.9. Fundație solicitată de o forță perturbatoare verticală excentrică.

verticală excentrică, ceea ce produce o distribuție neuniformă a presiunii. S-a figurat diafragma de momente încovoietoare, pe baza căreia se face verificarea de rezistență, precum și cea de forțe tăietoare.

Dacă fundația este cu frecvență proprie joasă ($p < \omega$), forțele transmise pe teren sunt foarte mici. În acest caz, metoda de mai sus nu ar da rezultat. De această dată, forțele aplicate asupra fundației se echilibrează prin forțele de inerție ale blocului de fundație. Se face schema de calcul analogă figurii 11.9 și se construiesc diagramele de eforturi.

Calculul dinamic al fundației comportă determinarea, în final, a frecvențelor proprii, amplitudinilor și forțelor transmise.

Dacă mașina a cărei fundație se proiectează este generatoare de vibrații (produce forțe perturbatoare), se face o *izolare activă.* Dacă mașina nu produce vibrații, însă trebuie apărată de vibrațiile solului cauzate de alte surse, se face o *izolare pasivă.* Ambele feluri de izolări se calculează la fel, cu deosebirea că, în timp ce la izolarea activă se determină transmiterea forțelor, la cea pasivă se calculează transmiterea deplasărilor.

Pornind de la cea mai simplă expresie a transmisibilității,

$$T = \frac{1}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}}$$

unde ω este pulsația perturbatoare (viteza unghiulară a mașinii), iar p, pulsația proprie a mașinii și fundației, se observă că este avantajos ca ω/p să fie cât mai mare, deci mașina să lucreze deasupra frecvenței de rezonanță.

Se zice că o mașină care are frecvența proprie sub cea de lucru este cu *acordare joasă;* invers, mașina care lucrează sub frecvența de rezonanță este cu *acordare înaltă.*

Pentru a realiza acordarea joasă, expresia pulsației proprii

$$p = \sqrt{k/m}$$

arată că trebuie să se folosească o constantă elastică de valoare mică, respectiv o masă mare.

La mașini cu frecvențe relativ ridicate, peste 1500 rot/min, acordarea joasă se poate realiza prin simpla așezare a fundației masive pe sol. Pentru frecvențe mijlocii, între 500 și 1500 rot/min, se realizează frecvențe scăzute, folosind pături elastice moi (plută, izolatori de cauciuc, arcuri de oțel).

La mașini de turații foarte joase, sub 300 rot/min, acordarea joasă nu mai reușește și se preferă acordarea înaltă. În acest caz, straturile elastice nu mai sunt necesare; constanta elastică a solului trebuie să fie cât mai ridicată, ceea ce se obține printr-o eventuală compactare prealabilă sau întărire prin mijloace chimice. La aceste fundații, creșterea frecvenței proprii se obține și prin micșorarea masei *m*, ceea ce se realizează construind fundații cu goluri, în formă de cutii.

Calculul dinamic începe prin alegerea masei fundației după anumite relații. În cazul așezării fundației direct pe teren, se determină constantele elastice ale acestuia și se calculează apoi frecvențele proprii, verificând dacă există sau nu pericol de rezonanță. După cum s-a arătat, frecvențele proprii trebuie să fie cât mai depărtate de cele ale forțelor perturbatoare; diferența lor va fi de cel puțin 20%, în mod cu totul excepțional 10%.

Dacă așezarea directă pe teren nu dă rezultate, se folosește o pătură elastică. În acest caz se alege frecvența proprie a fundației, ceea ce conduce la determinarea constantei elastice pe baza căreia se dimensionează pătura elastică.

A doua etapă a calculului dinamic este determinarea aplitudinilor maşinii şi fundaţiei, precum şi compararea acestora cu limitele admisibile prescrise.

În fine, la maşini producătoare de forţe perturbatoare, se determină forţele dinamice transmise la teren, precum şi forţele statice înlocuitoare ale acestora.

Pentru maşinile funcţionând deasupra frecvenţei proprii, trebuie să se examineze dacă amplitudinile de rezonanţă, la pornire şi la oprire, nu sunt periculoase. În cazul în care se dovedeşte necesar, se va introduce la suspensie şi un sistem de amortizare.

Pentru alcătuirea constructivă se recomandă ca în cazul unei acordări joase (pulsaţiile proprii ale fundaţiei sunt mai mici decât cele ale forţelor perturbatoare) să se prevadă o fundaţie cu masă mare, iar în cazul unei acordări înalte, o fundaţie uşoară (cu goluri, în formă de cutie), având însă suprafaţa mare de rezemare.

Atunci când există pericol de rezonanţă, fundaţia trebuie astfel alcătuită, încât să fie posibilă adăugarea ulterioară a unor mase suplimentare.

La platforma fundaţiei se vor evita plăci subţiri în consolă. Plăcile se vor întări cu grinzi de margine, rezemate pe console rigide, ale căror înălţimi să fie cel puţin 2/3 din lungimea liberă a consolelor.

11.6. Elemente constructive

Condiţia de fundare se studiază atent, determinându-se proprietăţile elastice ale terenurilor prin încercări dinamice. Terenurile susceptibile de tasări vor fi îmbunătăţite prin procedee mecanice.

Talpa fundaţiei trebuie să se găsească cu cel puţin 0,5 m deasupra nivelului maxim al apelor subterane. Fundaţiile cu arcuri, dacă au cuve bine izolate, pot intra şi sub acest nivel. Între fundaţie şi cuvă trebuie să existe o

pătură elastică (de obicei, arcuri) care să evite transmiterea vibrațiilor prin apă. La terenuri slabe se recurge la fundație pe piloți.

Fundațiile masive se execută sub formă de blocuri sau de plăci, cu scobituri și orificii pentru așezarea agregatului și conductelor, sau sub formă de cutii. Forma fundației este determinată în general de gabaritul mașinii, condițiile de exploatare, condițiile de fundare. Dimensiunile fundațiilor, indicate aproximativ de constructorul mașinii, nu vor fi acceptate decât după un calcul complet.

La executarea fundației se evită plăcile subțiri, consolele lungi, iar în loc de scobituri deschise se prevăd goluri încadrate pe toate patru laturile de beton. Talpa fundației trebuie să fie într-un singur plan, fără trepte.

Pentru ca fundația să fie considerată rigidă, trebuie ca rigiditatea sa să fie un multiplu al celei a mașinii. La fundațiile sub formă de cutii, dimensiunile minime ale fundației trebuie să fie, la fundații mari, de cel puțin 10%, respectiv, la cele mici, de 20% din dimensiunile maxime.

Betonarea se execută într-o singură repriză, fără întreruperi, deoarece rosturile de lucru s-ar putea deschide din cauza vibrațiilor. La fundații mari cu radier, se poate admite un singur rost între radier și partea superioară, asigurându-se însă legătura prin mustăți ale armăturii și dibluri ale betonului (fig. 11.10).

Pentru a evita tasări neuniforme, respectiv solicitări inegale în pătura elastică, rezultanta sarcinilor permanente trebuie să treacă prin centrul de greutate al tălpii fundației, respectiv al arcurilor sau piloților.

Pentru ca fundația să corespundă condițiilor de calcul, ea trebuie să fie izolată de restul construcției. Se vor prevedea rosturi între fundații și planșeele subsolului și parterului. În figura 11.11 se arată rostul complet liber între fundație și planșeul superior, respectiv rostul umplut cu un material elastic și amortizor între fundație și structura subsolului.

În cazuri excepționale, dacă pardoseala nu are alte posibilități de rezemare, se poate sprijini pe fundația mașinii, dar numai prin intermediul unui strat elastic, ca în figura 11.12.

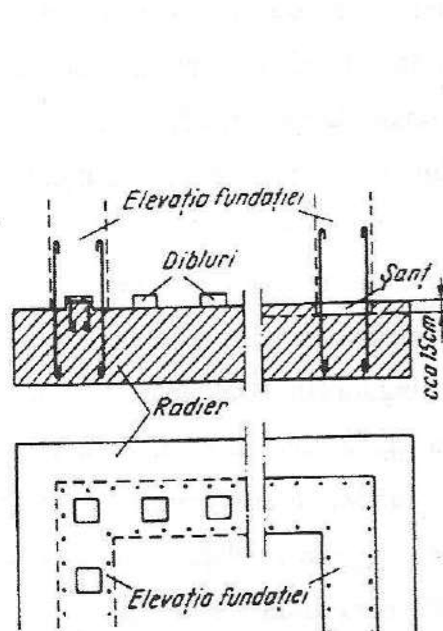


Fig. 11.10. Detaliu fundație cu radier.

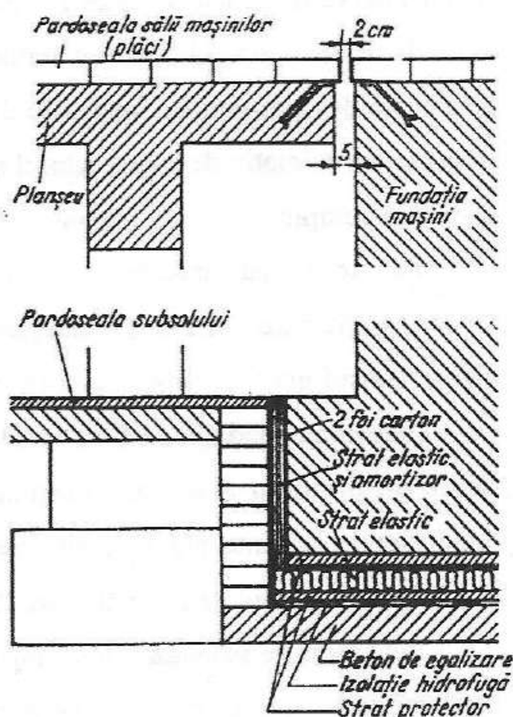


Fig. 11.11. Detalii rosturi.

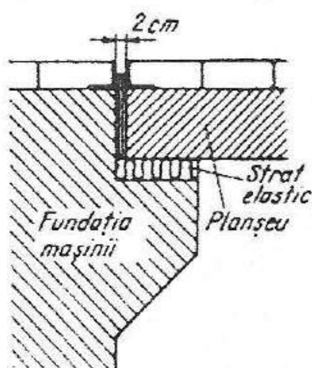


Fig. 11.12. Rezemare prin intermediul unui strat elastic.

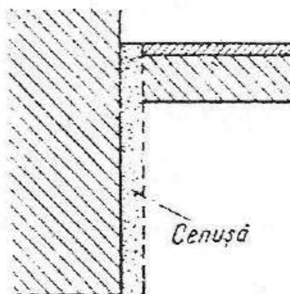


Fig. 11.13. Detaliu rost. cu umplerea cu materiale amortizoare.

Este bine ca fundația mașinii să fie izolată printr-un rost, de jur împrejur, de terenul de fundație. Spre a folosi însă efectul favorabil al umpluturii laterale, astfel de rosturi se vor umple cu materiale amortizoare (fig. 11.13).

Fundațiile de mașini trebuie să fie independente de fundațiile vecine; ele se vor separa prin rosturi, construite în așa fel încât să poată fi supravegheate și curățate. Dacă rostul nu este accesibil, el se va umple cu material elastic amortizor. Este bine ca fundațiile individuale să fie separate de terenul înconjurător printr-un rost, care, eventual, poate fi umplut cu cenușă.

Fundațiile de utilaje amplasate pe cotele funcționale ale construcțiilor industriale vor fi prevăzute cu straturi amortizoare (fig. 11.14).

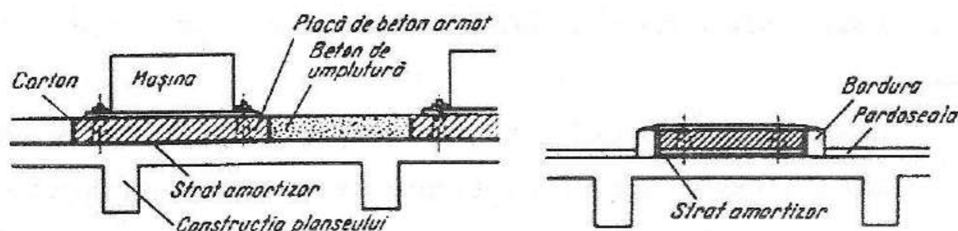


Fig. 11.14. Detalii de rezemare prin intermediul unui strat amortizor.

Mașina trebuie să fie bine fixată de fundație, astfel ca deplasările ei în direcție verticală și orizontală să fie împiedicate. În acest scop se recomandă utilizarea ancorelor cu plăci, așezate accesibil. Contra deplasării orizontale a mașinii se vor prevedea ieșituri de beton sau mustăți din oțel-beton.

La fundații de beton armat, lungimea buloanelor de ancorare propusă de constructorul de mașini, în general pentru fundații nearmate, poate fi redusă, utilizând buloane scurte cu plăci de ancoraj, deoarece eforturile ancorajului sunt preluate de armătura fundației.

Toate punctele fundațiilor în care pot să ajungă uleiuri tehnice trebuie să fie protejate prin tencuială sclivisită specială (cu vopsea de sticlă solubilă), prin plăci rostuite cu mortar antiacid etc.

Fundația trebuie astfel construită, respectiv protejată prin izolări termice, încât temperatura la suprafața betonului să nu depășească 150°C, asigurându-se totodată ca diferența de temperatură dintre diferitele elemente ale fundației să nu fie mai mare decât 30°C.

Conductele de abur și de aer trebuie astfel izolate, încât temperatura la suprafața izolației să nu depășească 50°C. Între izolație și betonul fundației se va prevedea un rost de 50 mm.

Din punct de vedere constructiv, este bine ca elementele fundației să fie dimensionate destul de larg, pentru a permite o bună așezare și prindere a mașinii. Se vor evita tăieturi care ar putea slăbi secțiunile, precum și console prea lungi, care ar fi susceptibile de vibrații.

Toate eforturile unitare de întindere și de forfecare vor fi preluate de armături.

Executarea lucrărilor de fundații pentru mașini trebuie efectuată cu deosebită atenție, respectând în mod riguros normativele și prescripțiile în vigoare.

Executarea fundațiilor pentru mașini trebuie astfel organizată, încât betonarea să se poată face într-o singură repriză, fără întrerupere, asigurându-se înainte de începerea betonării toate materialele și instalațiile necesare realizării fundației. Prin urmare, la fundații de beton armat trebuie montat tot cofrajul, întreaga armătură, toate elementele înglobate în beton, cutiile pentru buloanele de ancoraj etc. În special, cutiile sau dispozitivele pentru buloanele de ancoraj vor fi așezate cu ajutorul unor șabloane de lemn sau de metal, astfel ca ele să nu fie deplasate în timpul betonării.

11.7. Dispozitive pentru ancorare

Legătura dintre utilaj și fundație trebuie să fie perfectă, atât în direcția verticală cât și orizontală, și capabilă a transmite sarcinile provenite din

funcționarea mașinii la fundație, fără a provoca solicitări și deformații inadmisibile în corpul mașinii. Asemenea legături sunt deci necesare nu numai atunci când, din calcul, rezultă forța de ancorare sau de deplasare care depășește greutatea mașinii, respectiv rezistența de frecare.

Ancorarea verticală a mașinii se face încă adesea sub forma din figura 11.15. La această soluție, buloanele de ancorare, prevăzute cu ciocuri, se introduc în găurile lăsate în betonul fundației, iar după montarea mașinii se umplu cu mortar de ciment. Acest sistem de ancorare trebuie considerat ca insuficient, deoarece în urma contracției mortarul se desprinde de peretele găurii, astfel că bulonul poate fi smuls din fundație. Nici găurile de ancorare lărgite spre fund (de formă conică) nu sunt recomandabile, deoarece rezistența contra smulgerii apare abia după o deplasare care anulează jocurile, iar în urma efectului de pană se transmit fundației eforturi care pot s-o spargă.

O soluție mai bună este obținută prin buloane cu plăci de ancorare în corpul betonului (fig. 11.16). Plăcile de ancorare se introduc în timpul betonării, iar buloanele, prevăzute cu cap de ciocan sau filet, se introduc în găurile acestor plăci. Executarea camerelor de sub plăci și apoi montarea plăcilor necesită întreruperi în operația de betonare. Se poate evita acest inconvenient folosind dispozitivul din figura 11.17. Aici, placa de ancoraj are sudată sub ea o cutie metalică *b* în care intră capul de ciocan, iar deasupra o țeavă de oțel *a*, până la suprafață.

Aceste dispozitive, formând o singură piesă, se montează înaintea betonării, asigurându-le contra eventualelor deplasări în timpul betonării. În partea superioară a țevii se prevede un capac, pentru a împiedica intrarea impurităților în gaura pentru bulon.

Aceste soluții de ancorare prezintă dezavantajul că betonarea fundației depinde de livrarea în timp util a plăcilor de ancorare, iar în cazul în care,

din neatenție, gaura se umple cu murdărie, poate fi necesară spargerea fundației.

Se recomandă deci să se prevadă, pe cât posibil, în toate cazurile, ancoraje accesibile, conform figurii 11.18, care permit betonarea fundației într-o singură repriză, fără întreruperi. Poziția exactă a găurilor de ancorare este asigurată prin fixarea cutiilor respective de celelalte cofraje. Ulterior, buloanele de acest tip pot fi ușor demontate, iar găurile pot fi curățate.

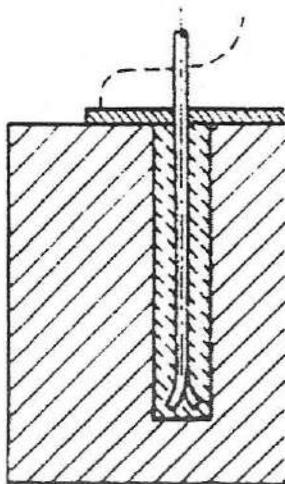


Fig. 11.15. Sistem de ancorare cu bulon de ancoraj, prevăzut cu ciocuri.

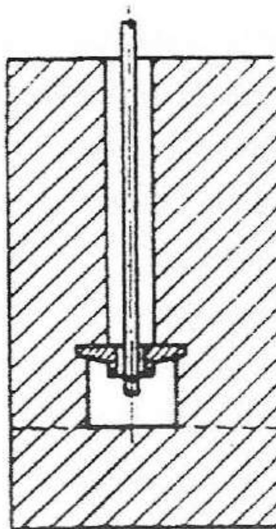


Fig. 11.16. Bulon cu placă de ancorare în corpul betonului.

Pentru asigurarea mașinii contra lunecării, placa de bază a mașinii se va așeza, pe cât posibil, într-o adâncitură a platformei fundației și se va subturna astfel ca eforturile de compresiune între placa de bază și bordura platformei să se transmită prin betonul de subturnare. Pe lângă aceasta se pot prevedea ieșituri din fundație care intră în golurile batiului, preluând prin intermediul betonului de subturnare eforturile orizontale de compresiune.

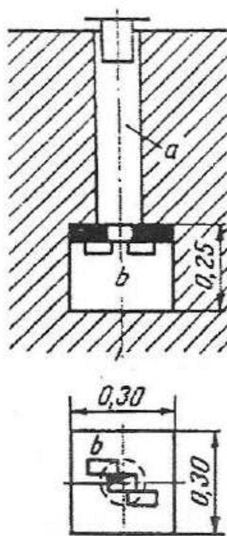


Fig. 11.17. Dispozitiv de ancorare.

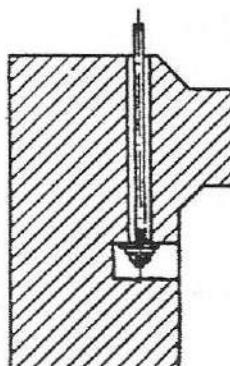


Fig. 11.18. Detaliu ancoraj accesibil.

11.8. Principii generale de proiectare

După forma fundației și natura forțelor perturbatoare, se pot distinge patru grupe mari de fundații de utilaje:

– fundații masive, la utilaje cu forțe alternative neechilibrate;

– fundații masive, la utilaje care produc șocuri;

– fundații în cadre pentru turbogeneratoare sau alte utilaje de turații mari, cu forțe neechilibrate cauzate de rotori;

– fundații ușoare, pentru mașini-unelte, mașini electrice, pompe etc.

Indiferent de felul fundației, tema de proiectare trebuie să cuprindă următoarele:

• date asupra mașinii: greutatea, poziția centrului de greutate, mărimea, direcția și poziția forțelor perturbatoare, frecvența de lucru, turațiile critice;

• date asupra terenului de fundație: felul terenului, nivelul apelor freatice, coeficienții elastici ai terenului, greutatea specifică;

• date asupra amplasării fundației: poziția față de fundațiile clădirii sau alte fundații de mașini, legături prin conducte, depărtarea de construcții care impun anumite restricții din punctul de vedere al vibrațiilor.

La proiectarea fundațiilor de mașini, pe lângă calculul static general se va face și calculul dinamic corespunzător, spre a nu se produce vibrații primejdioase.

Fundațiile de mașini se vor așeza, în general, direct pe terenul de fundație.

Așezarea fundației pe piloți se admite numai atunci când reducerea presiunilor pe teren sau a amplitudinilor oscilațiilor nu poate fi obținută pe alte căi. Dacă piloții sunt necesari, din cauza terenului de fundație slab, ei pot fi de tipul piloților forați; cei necesari pentru reducerea amplitudinilor vor fi numai piloți bătuți.

Centrul de greutate comun al fundației și al mașinii, respectiv, la ciocane, al maselor în cădere, trebuie să fie pe cât posibil pe aceeași verticală cu centrul de greutate geometric al suprafeței tălpii fundației. Când, din anumite motive, această condiție nu poate fi satisfăcută, se admite în mod excepțional o excentricitate de 3%, la terenuri cu presiuni admisibile până la 2 kgf/cm^2, respectiv 5%, pentru terenuri cu presiune admisibilă mai mare.

Fundațiile mașinilor se vor proiecta în general independente una de alta și independente de fundațiile sau de elementele altor construcții, de care se vor separa prin rosturi.

Se poate prevedea o fundație comună de mașină și construcție dacă, pe bază de calcul sau de încercări, se va dovedi că nu au loc acțiuni reciproce defavorabile între fundația mașinii și elementele construcției.

Fundații comune de mașini se impun atunci când agregatele instalate pe ele sunt direct legate (turbopompe, electroventilatoare) sau dacă, în cazul fundațiilor izolate, distanța dintre ele ar fi mai mică de 2,5 m.

Talpa fundației mașinilor direct cuplate trebuie să fie așezată la aceeași cotă, cu excepția fundațiilor de laminoare.

Fundațiile de mașini se vor așeza numai pe terenuri naturale consistente: stâncă, pietriș, strat gros de nisip, argile compacte și uscate. Se va evita așezarea fundației pe terenuri afânate, care sunt susceptibile de tasări importante în urma efectului trepidațiilor. Este deci necesar ca terenurile aflate sub talpa fundației să fie compacte și rezistente, cel puțin până la o adâncime egală cu dimensiunea maximă a bazei fundației (lungimea fundației). Dacă există pânze de ape subterane, nu se recomandă o fundare directă, atunci când nivelul acestor ape se găsește sub talpa fundației, la o adâncime mai mică decât 1/3 din lățimea acesteia. În acest caz, precum și la terenuri cu rezistență insuficientă, se vor aplica măsuri speciale de fundare: piloți, puțuri (chesoane), palplanșe, consolidarea terenului prin mijloace chimice etc.

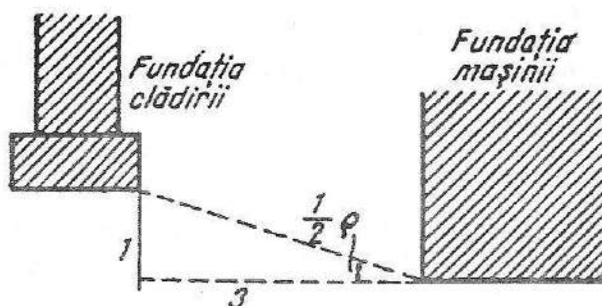


Fig. 11.19. Reguli impuse la adâncimi diferite de fundare.

Dacă fundația mașinii se află la o adâncime diferită de o fundație apropiată a clădirii (fig. 11.19), linia de legătură între marginile de jos ale fundațiilor nu trebuie să facă cu orizontala un unghi mai mare de $1/2\rho$, unde ρ este unghiul taluzului natural al terenului. Dacă unghiul este mai mare, se va subzidi fundația clădirii, spre a coborî înclinarea la limita permisă.

Pentru construirea fundațiilor de mașini se întrebuințează beton, beton ciclopian, beton armat și, în cazuri speciale, oțel.

Betonul ciclopian, având bolovani cu rezistența de cel puțin 200 kgf/cm^2 și beton C 8/10, este admis la laminoare, pentru fundarea instalațiilor auxiliare care nu sunt expuse sarcinilor dinamice și pentru completarea în adâncime, până la teren bun, a fundațiilor laminoarelor din beton sau din beton armat.

La fundații de beton simplu se va folosi cel puțin beton B 150, cu excepția fundațiilor pentru laminoare, unde se va folosi cel puțin C16/20. Betonul inferior lui C 8/10 se va întrebuința numai pentru egalizare, umplutură sau la elemente nesolicitate.

Majoritatea fundațiilor de mașini supuse la sarcini dinamice puternice se execută din beton armat, folosind beton cu marca cel puțin C12/15. La fundații supuse la șocuri și la fundații în cadre se va folosi C 16/20. În general, pentru evitarea producerii fisurilor, fundațiile se armează cu cel puțin 30 kg de oțel-beton la m^3 de beton pentru blocuri masive, respectiv 50 kg oțel-beton pentru cadre.

Fundațiile în cadre ale turboagregatelor se execută uneori în construcție metalică.

Alegerea materialului pentru fundațiile utilajelor este o analiză detaliată a exigențelor de funcționare, a amplasamentului și a parametrilor materialului.

PARTEA A II-A

CONSTRUCȚII SPECIALE INDUSTRIALE

12.

SILOZURI

12.1. Elemente generale. Clasificarea silozurilor

Silozurile sunt construcții destinate depozitării materialelor granulare şi pulverulente. Încărcarea silozurilor cu materiale fără coeziune se face pe la partea superioară, prin gurile de încărcare amenajate în planşeul de peste celule. Există două metode principale de încărcare: metoda mecanică, în care se folosesc transportoare continue sau elicoidale, şi metoda pneumatică, folosită pentru materialele în formă de pulbere şi care utilizează conducte prin care pulberea este pompată cu ajutorul unor pompe speciale.

Descărcarea materialelor din siloz se poate efectua prin trei metode, şi anume: prin gravitație, mecanic sau pneumatic.

Silozurile se clasifică după următoarele criterii:

• *din punct de vedere al materialului constitutiv*, silozurile pot fi realizate din lemn, cărămidă, metal, beton armat;

• *din punct de vedere al compartimentării în celule*, silozurile se pot realiza cu o singură încăpere sau cu baterii de celule;

• *din punct de vedere al formei celulei*, silozurile se pot realiza cu celule rotunde, pătrate, dreptunghiulare, octogonale etc.;

• *după materialul stocat*, silozurile sunt: de cereale, făină, ciment, sământă, cărbune, minereu etc.

• *după modul de rezemare a celulelor* la partea inferioară, silozurile pot fi:

– silozuri cu celulele rezemate direct pe radiere;

– silozuri cu celulele rezemate pe radiere prin intermediul unor materiale de umplutură care dau pantele necesare asigurării descărcării;

– silozuri cu celulele rezemate pe stâlpi.

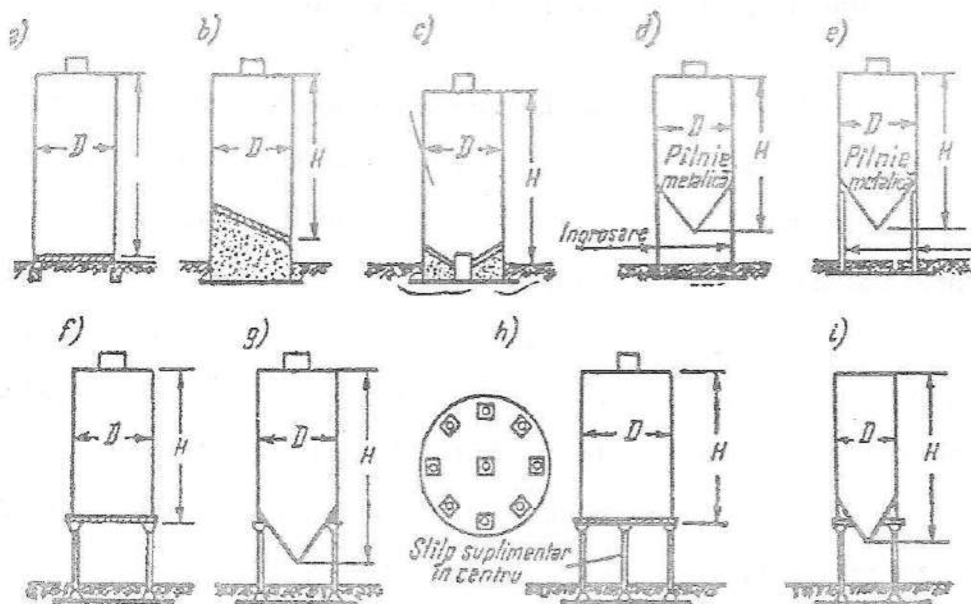


Fig. 12.1. Tipuri de silozuri.

Stabilirea formei și dimensiunilor corecte ale unui siloz este o problemă importantă pentru silozurile care sunt realizate din beton armat. Consumul de beton pentru amenajarea fundului celulelor este de 12-25%. Limita superioară se referă la fundurile plane ale silozurilor cu diametre de 10 m, iar limita inferioară se referă la fundurile conice. Totodată, trebuie avut in vedere faptul că indicele de cost pentru 1 m^3 beton turnat în fundul silozului este cu aproximativ 40% mai mare decât cel utilizat în fundație și cu 15% mai mare decât cel utilizat în elementele verticale.

După destinaţia lor, silozurile se clasifică în:

- spaţii de depozitare pentru consum intern;
- spaţii de depozitare pentru industrie (făină, ulei, bere, spirt etc.);
- spaţii de depozitare pentru export.

12.2. Sisteme de alcătuire

Silozurile sunt construcţii speciale care au următoarele părţi componente:

- baterii de celule pentru depozitare;
- galeria superioară ;
- galeria inferioară;
- fundaţiile;
- instalaţii tehnologice;
- construcţii anexe (magazii, birouri, laborator, cabină, poartă, depozit carburanţi, clădire PSI, platforme, spaţii anexe de depozitare, cântar-basculă, birouri, cantină etc.).

Celulele formează spaţiul de depozitare. După formă, acestea pot fi: celule de formă pătrată (l = 3-4,5 m), poligonală, circulară (fig. 12.2, 12.3, 12.4).

Celulele cu un număr mare de laturi şi ale căror lungimi depăşesc 1,2-1,5 m au aceleaşi avantaje ca şi celulele circulare. Pentru materialele pulverulente se utilizează celule cu diametrul de 6-25 m.

Spaţiile din intersecţia celulelor, numite stele, se utilizează şi ele ca spaţii de depozitare.

Stâlpii silozului se amplasează la intersecţia pereţilor, iar între stâlpi grinzile lucrează ca nişte grinzi-pereţi.

Galeria superioară serveşte la aşezarea benzii transportoare (fig. 12.8).

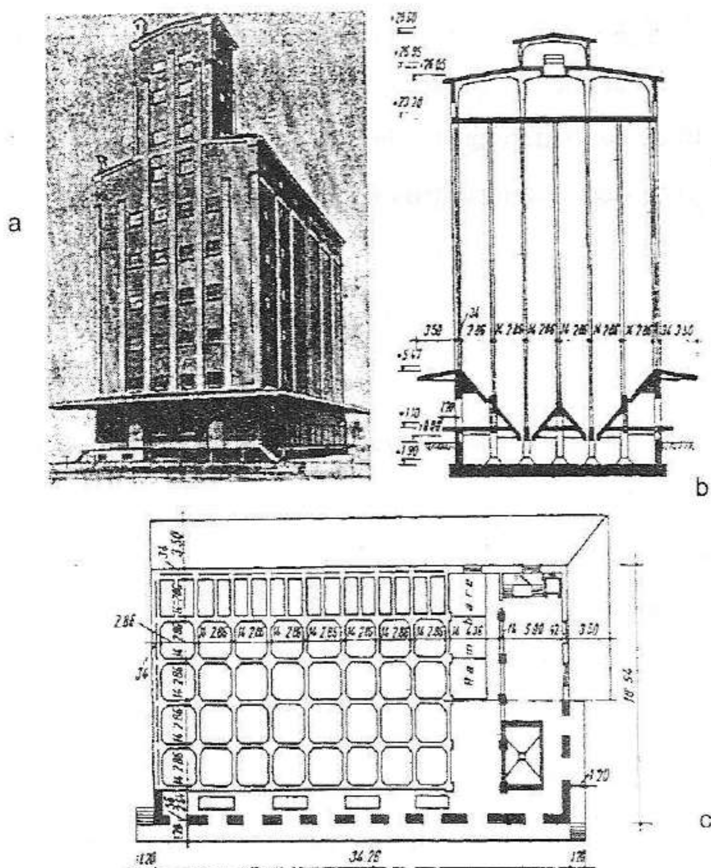


Fig. 12.2. Siloz cu capacitate de 6000 t:
a – vedere exterioară; *b* – secțiune transversală; *c* – vedere în plan.

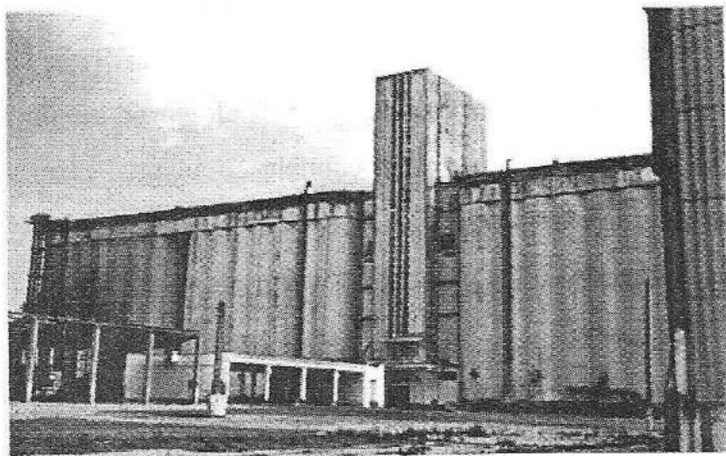


Fig. 12.3. Siloz cu celule circulare: capacitate 50 000 t.



Fig. 12.4. Siloz cu celule postcomprimate.

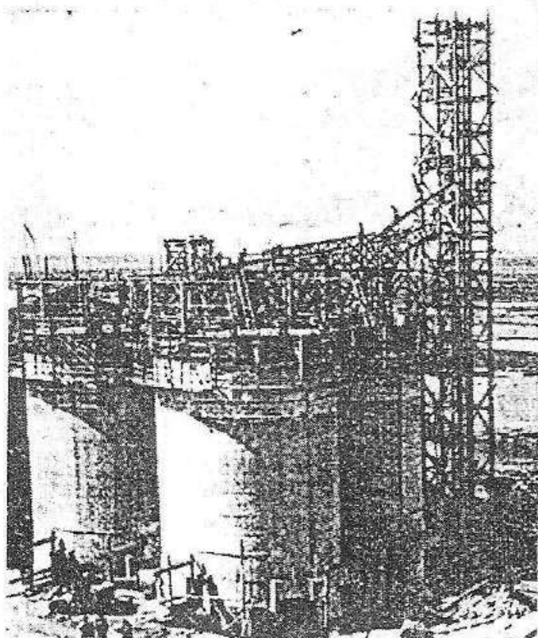
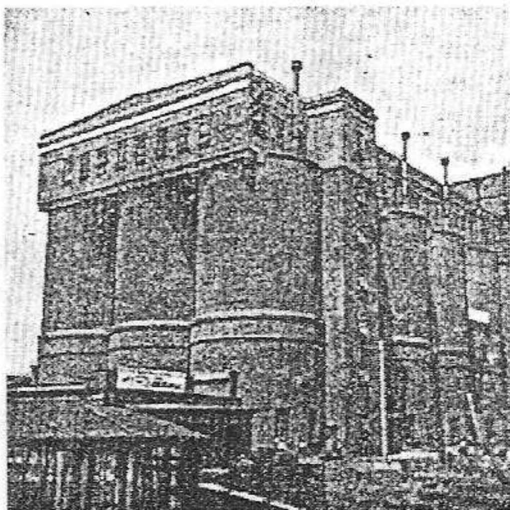


Fig. 12.5. Siloz de ciment realizat prin glisare; vedere din timpul execuției.

Fig. 12.6. Siloz de cărbuni – Petrila. Structură din beton armat monolit, cu înălțime de 26 m.



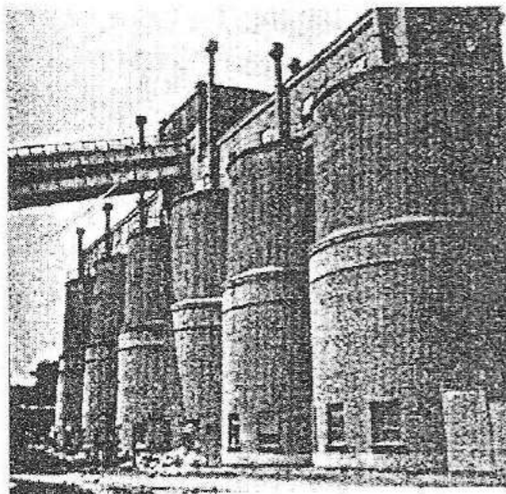
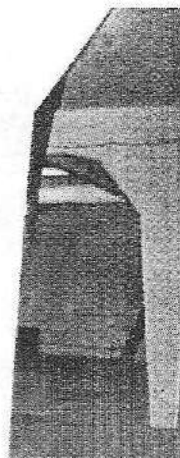


Fig.12.7. Depozit de sortare realizat la Hunedoara.

Fig. 12.8. Galerie superioară siloz. Sistem de încărcare.





Fluxul tehnologic este îndreptat de la turnul elevatoarelor la celule. Structura de rezistență a galeriei este alcătuită din cadre (monolite sau prefabricate), care se consideră articulate la partea inferioară.

Deasupra celulelor, pe pereții acestora reazemă placa de acoperire care, chiar dacă celulele s-au realizat prefabricat, se recomandă a se realiza monolit.

Partea inferioară a silozului poate avea 1-2 nivele. La nivelul inferior se primește materialul, se sortează și prin intermediul elevatoarelor se transmite la banda transportoare pentru încărcarea celulei.

La nivelul superior al părții inferioare se face descărcarea celulelor (fig. 12.9).

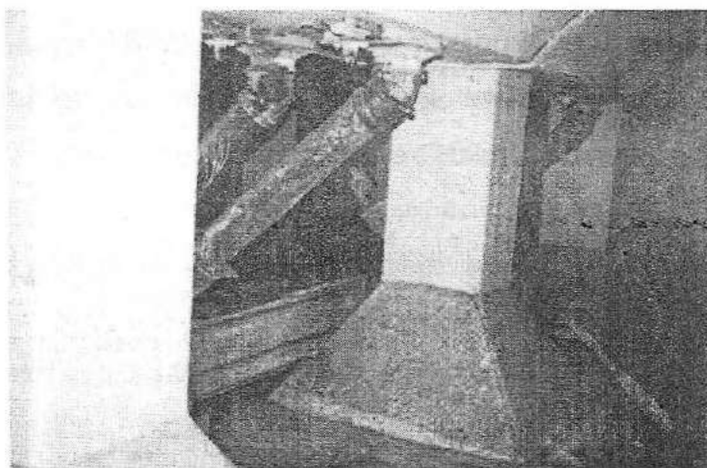


Fig. 12.9. Galerie inferioară. Sistem de descărcare a celulelor.

12.3. Elemente privind calculul silozurilor

Calculul elementelor componente este efectuat după ce în prealabil s-au stabilit caracteristicile materialului ce urmează a fi stocat, condițiile de păstrare și de descărcare.

Calculul, în ansamblu, cuprinde următoarele etape:

- determinarea presiunii asupra pereților și fundurilor silozurilor;
- calculul pereților;
- calculul plăcilor de fund;
- calculul fundațiilor.

12.3.1. Determinarea presiunii asupra pereților

Determinarea presiunii materialelor se face folosind teoria hidrostaticii.

În silozuri se depozitează materiale fără coeziune. Presiunea acestora asupra pereților și fundului are în vedere influența forțelor de frecare.

Se precizează faptul că la materialele fără coeziune presiunea straturilor superioare asupra celor inferioare crește proporțional cu adâncimea.

Presiunea pe suprafața orizontală la adâncimea h de la suprafața materialului, pentru un material fără coeziune, se exprimă astfel:

$$p_v = \gamma . h$$

Presiunea pe suprafața verticală este mai mică decât cea pe suprafața orizontală, raportul dintre $\frac{p_v}{p_o}$ purtând denumirea de coeficient al presiunii laterale k.

Coeficientul k este subunitar și nu variază cu adâncimea (nu depinde de gradul de îndesare al materialului).

În cazul rotirii suprafeței cu un unghi α față de suprafața principală, presiunea care acționează asupra suprafeței care se rotește este înclinată față de perpendiculara pe ea, valoarea variind între limitele p_v și p_o, după o elipsă.

Componenta normală a presiunii pe suprafața înclinată este egală cu:

$$p_n = p_v \cos^2\alpha + p_o \sin^2\alpha = p_v (\cos^2\alpha + k \sin^2\alpha) = p_v m$$

Componenta tangențială a presiunii pe aceeași suprafață este:

$$p_t = \frac{p_v - p_o}{2} \cdot \sin 2\alpha$$

Când materialul fără coeziune vine în contact cu un corp străin fix (de exemplu, un perete vertical), starea de eforturi unitare în apropierea acestuia se schimbă. Suprafețele principale și eforturile unitare principale în apropierea peretelui nu sunt amplasate pe o verticală sau orizontală, ci înclinat. Înclinarea axelor principale ale elipsei se datorează faptului că la tasarea materialului fără coeziune, sub greutatea proprie, apar eforturi unitare tangențiale lângă perete. Aceste tensiuni unitare tangențiale cresc în funcție de adâncimea și de valoarea tasării.

Creșterea tensiunilor se produce de la cota inferioară în sus, până ating o valoare limită la care începe forfecarea, moment în care unghiul de înclinare al presiunii se determină în funcție de unghiul de frecare și pentru toate straturile de material situate mai sus rămâne constant. Datorită frecării, o parte din greutatea proprie se transmite asupra pereților, particulele de material din imediata vecinătate formând bolți. Pentru depozite înalte, efectul de formare a bolții este resimțit pe tot conturul. Așa după cum se cunoaște, presiunea materialului fără coeziune se determină folosind formula lui Jansen – formulă bazată pe cercetări experimentale.

Problema importantă de care formula lui Jansen nu ține seama este comportarea cinematică a materialului la încărcarea celulelor, la descărcarea celulelor prin prăbușirea bolților formate în material. Acest aspect este considerat în practica proiectării printr-un coeficient dependent de înălțimea celulei și de materialul depozitat (tabelul 12. 1 – v. Anexe).

Asupra stratului elementar al materialului fără coeziune, cu înălțimea dh și care se găsește la adâncimea h, acționează următoarele forțe:

- greutatea proprie a stratului elementar (în jos) $\gamma A dh$;

- presiunea verticală în jos: $p_v \cdot A$;
- presiunea verticală în sus: $(p_v + \mathrm{d}p_v)\, A$;
- presiunea orizontală de reacțiune a silozului pe contur: $p_o . U \cdot \mathrm{d}h$;
- forțele verticale de frecare a stratului elementar de pereții silozului pe contur: $f \cdot p_o \cdot U \cdot \mathrm{d}h$,

unde: h este adâncimea de la suprafața materialului (variabilă independentă); γ – greutatea specifică a materialului depozitat; φ – unghiul de frecare internă a materialului fără coeziune; φ_o – unghiul de frecare a materialului cu peretele; A – aria secțiunii orzontale a celulei; p_v – presiunea verticală a materialului; p_o – presiunea orizontală a materialului.

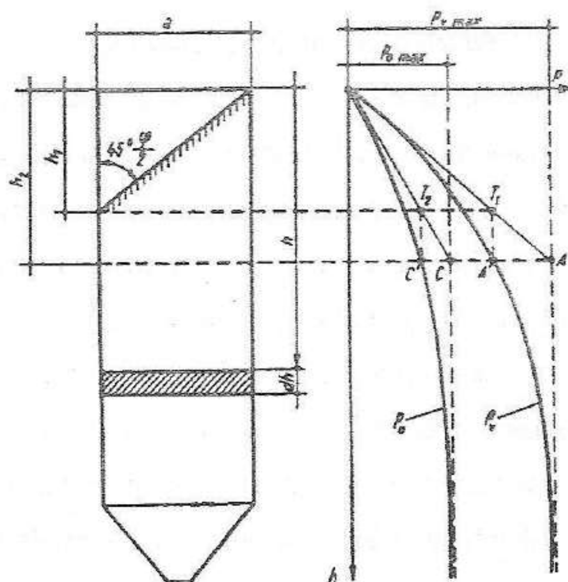
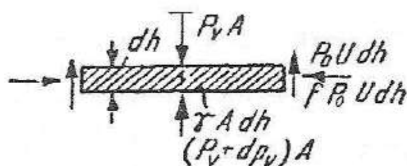


Fig. 12.10. Variația presiunilor p_o și p_v. Schema de calcul pentru deducerea formulei lui Jansen.



Condiția de echilibru devine:

$$\gamma \cdot A \cdot \mathrm{d}h = A\, \mathrm{d}p_v + f p_o\, U \mathrm{d}h$$

Substituind $p_o = k \cdot p_v$

$$dh = \frac{dp_v}{\gamma - \dfrac{f \cdot k \cdot U \cdot p_v}{A}}$$

Integrând, se obține valoarea presiunii verticale în siloz:

$$p_v = \frac{\gamma A}{f \cdot k \cdot U}\left(1 - e^{-\frac{fkU}{A}h}\right),$$

iar:

$$p_o = \frac{\gamma A}{f \cdot U}\left(1 - e^{\frac{f \cdot k \cdot U}{A}h}\right)$$

Coeficientul k este determinat pe cale experimentală și se consideră constant:

$$k = \mathrm{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

În acest caz, rămân necunoscute numai f, coeficientul de frecare de pereții silozului al materialului fără coeziune, și unghiul de frecare interioară.

Calculul presiunilor conform metodologiei prezentate se poate efectua simplificat, folosind tabelele 12.2 și 12.3 (v. Anexe).

În tabelul 12.4 se prezintă coeficienții de frecare ai materialelor fără coeziune pe beton și metal.

În cazul în care unghiul de frecare al materialului fără coeziune φ pe peretele silozului este mai mare decât unghiul de frecare interioară φ, în calcul se introduce unghiul de frecare interioară al materialului pulverulent φ.

Concluziile cercetărilor efectuate asupra comportării materialelor fără coeziune în silozuri pun în evidență o variație a mărimilor presiunii, variație ce poate fi cuantificată prin mărimea unui coeficient a (tabelul 12.5) care corectează valoarea presiunilor calculate cu formula Jansen.

În cazul încărcării în silozuri de beton armat și metalice a materialelor care nu se îndeasă cu timpul și care se scurg întotdeauna singure în mod exclusiv sub acțiunea greutății proprii, se recomandă $a = 1$, exceptând zona pereților silozurilor izolate, unde, pe o înălțime cuprinsă între 0,15 și 0,67 H (raportată la partea superioară a fundului) valoarea coeficientului este $a = 2$, pentru silozuri circulare din beton armat, $a = 1$, pentru silozuri dreptunghiulare din beton armat, și $a = 2,5$, pentru silozuri circulare metalice (în cazul în care nu există alte prescripții speciale privind sistemul de descărcare al acțiunilor).

Zona superioară a silozurilor are o suprafață liberă începând de la care pot să se producă alunecări și prăbușiri ale materialelor fără coeziune. Astfel, la silozuri apare o zonă superioară și alta inferioară (în apropierea fundului), în care nu se resimte influența dinamică a scurgerii. Se recomandă ca zonele în care se ia în considerare creșterea dinamică a sarcinii în silozurile rotunde, să fie limitată la valoarea de 0,5 diametre mai sus de gura de evacuare, și la valoarea de un diametru, mai jos de partea superioară a umpluturii. În aceste situații, se recomandă ca valoarea coeficientului a care ia în considerare influența dinamică, să varieze între 1, când înălțimea silozului este egală cu 1,5 diametre, și 2, când înălțimea silozului este egală cu 5 diametre (siloz cereale).

Pentru celelalte valori ale raportului dintre înălțime și diametru coeficientul a trebuie variat corespunzător. În practica proiectării se recomandă ca acești coeficienți să nu se considere la determinarea presiunii (pe care, în multe situații, o denaturează), ci la calculul diferitelor elemente, ca un supliment al coeficientului de siguranță.

La determinarea presiunii pe pereți și pe fund trebuie avute în vedere diferitele proprietăți ale materialelor fără coeziune și condițiile de exploatare și descărcare.

Atunci când descărcarea se face pneumatic, materialelor fără coeziune li se imprimă proprietățile corpurilor curgătoare, fapt ce poate conduce la

mărirea sarcinii reale față de cele de calcul care iau în considerare frecarea de pereți. Atunci când sistemele de refulare nu sunt prevăzute cu supape de siguranță, nu este exclusă posibilitatea creșterii presiunii in interiorul silozului.

Când silozurile se încarcă cu materiale lipicioase sau care se îndeasă în timp, apare riscul prăbușirii unor mase mari pe fund, aspect ce trebuie considerat în faza de proiectare (fie introducerea unui coeficient maxim de creștere, care să ia în considerare condițiile dinamice, fie prin folosirea soluției constructive a fundului sub forma unei plăci plane monolite din beton armat și cu o umplutură pentru spațiul mort).

12.3.2. Calculul pereților

Sarcinile care acționează asupra pereților silozurilor sunt:

– presiunea orizontală a materialului fără coeziune;

– forțele verticale de frecare, ce transmit pereților o parte din greutatea materialului însilozat;

– greutatea proprie a pereților silozului și a suprastructurii lor.

Calculul pereților silozurilor se efectuează separat pentru sarcini orizontale și verticale. Sub acțiunea presiunii orizontale interioare a materialului în pereții silozului se produc eforturi de întindere și momente încovoietoare. La silozurile dreptunghiulare, momentele încovoietoare fac ca pereții să se comporte ca niște plăci rezemate pe două sau pe patru laturi. La silozurile circulare se produc momente încovoietoare din cauza neuniformității presiunii orizontale sau a diferențelor de temperatură.

Silozuri circulare. Celulele cu secțiune circulară reprezintă, din punct de vedere static, plăci subțiri cilindrice solicitate transversal și longitudinal la împingerea materialului. Solicitarea predominantă este de întindere.

În cazul unei singure celule, presiunea radială orizontală p_o produce un efort de întindere în fâșia inelară:

$$n = p_0 \cdot r$$

Efortul vertical de compresiune pe unitatea de lungime a circumferinței, datorită greutății umpluturii care se transmite prin frecarea materialului de pereți la adâncimea h, se determină astfel:

$$N_v = (\gamma \cdot h - p_v)\ \frac{D}{4},$$

unde: D este diametrul silozului.

În cazul unor grupuri de celule legate între ele, trebuie să se țină seama de forțele de legătură ce apar în celule pe toată înălțimea datorită deformațiilor transversale și longitudinale .

Solicitările depind de tipul celulei, de poziția ei, de legăturile cu celelalte.

Cazurile de încărcare caracteristice sunt prezentate în figura 12.11.

În cazul celulei centrale încărcate, acționată de presiunea uniform distribuită p_o, forțele de legătură cu celelalte celule adiacente P sunt în echilibru, sistemul fiind simetric. Mărimea lor se determină cu condiția ca în dreptul punctelor de legătură, deplasările inelului independent să fie zero:

$$P \approx \frac{12 p_o \cdot \delta^2}{r}$$

În cazul în care o celulă stelată este încărcată, restul celulelor circulare fiind goale, calculul se face ca pentru o placă cilindrică subțire, având în vedere legăturile pe înălțimea celulei și condițiile de rezemare la partea inferioară și superioară.

În cazul celulei marginale cu secțiune circulară încărcată, celulele adiacente fiind goale, sistemul este nesimetric, iar echilibrarea se realizează prin tensiuni tangențiale, rezultând forțe tăietoare și momente încovoietoare în planuri verticale.

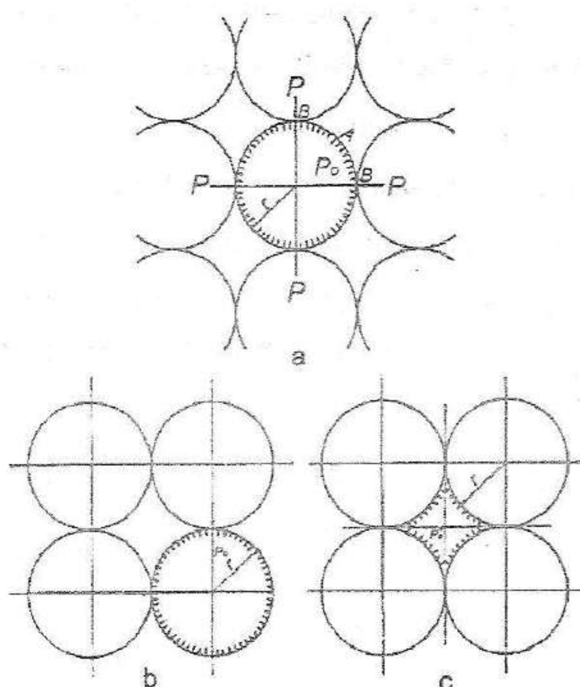


Fig. 12.11. Cazurile caracteristice de încărcare a silozurilor.

Celule cu secțiune pătrată sau dreptunghiulară. Celulele se calculează la solicitări de forțe axiale de întindere și momente încovoietoare, considerând secțiunea ca un cadru închis.

În calcul se consideră două ipoteze de încărcare: încărcarea în șah și încărcarea a două celule alăturate.

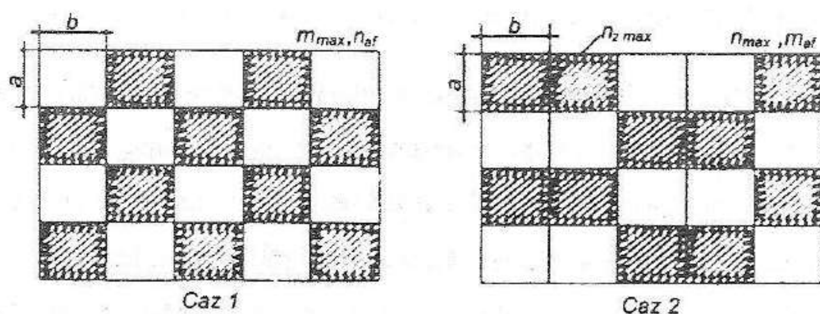


Fig. 12.12. Ipoteze de încărcare a celulelor.

La intersecția pereților celulelor se recomandă realizarea unor vute.

Determinarea preliminară a grosimii peretelui se face cu relația:

$$\delta = 0{,}04\text{-}0{,}05\sqrt{M},$$

în care: M este momentul încovoietor din câmp al peretelui.

Analiza comparativă a celor două soluții (celule circulare și pătrate sau dreptunghiulare) pune în evidență faptul că volumul de beton din celule, în a doua variantă, este dublu față de cel din celulele circulare, dar fundul și placa au grosimi mult mai mici.

Celule cu secțiune poligonală. În această situație, forța axială orizontală de întindere se determină proiectând reacțiunile laturilor poligonului dintr-un nod pe direcțiile acestora (fig. 12.13).

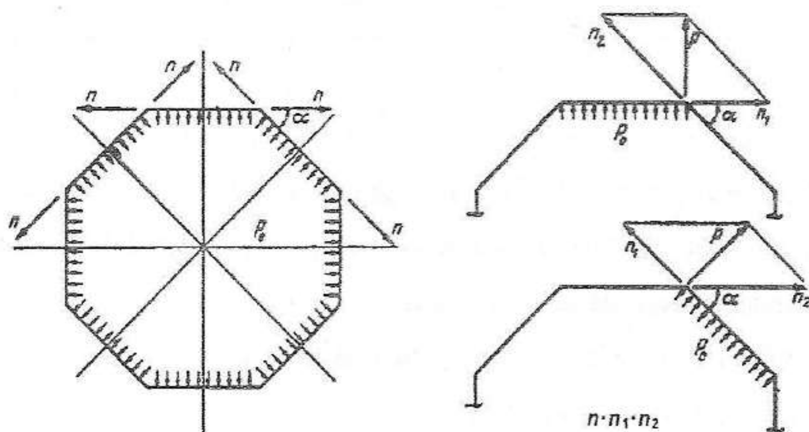


Fig. 12.13. Eforturi de întindere în pereții celulelor de formă poligonală.

Calculul pereților celulelor la încărcări verticale. Pereții celulelor sunt încărcați cu forțe verticale care provin din galeria superioară, planșeu superior, greutate proprie și reacțiune pâlnie, forțe verticale de frecare prin care se transmite o parte din greutatea materialului fără coeziune.

Înălțimea pereților celulelor fiind foarte mare în raport cu deschiderea lor, aceștia se calculează ca grinzi-pereți.

Înălțimea activă a peretelui la preluarea încărcării poate fi considerată egală cu distanța dintre stâlpi.

În calculul la încovoiere generală, efectul pâlniilor se neglijează datorită rigidității foarte mari a celulelor.

12.3.3. Determinarea eforturilor în pâlnie

Presiunea care se exercită normal pe un perete înclinat sub un unghi α este:

$$p_n = p\sin^2\alpha + q\cos^2\alpha$$

Pâlnia se calculează considerând că este atârnată de pereții silozului, iar sarcina ei este transmisă prin armăturile întinse ale celulei. Încărcările care acționează pâlnia sunt:

– greutatea proprie a pâlniei (G_1);

– greutatea conținutului (G_2);

– presiunea pe planul orizontal superior al pâlniei (qA).

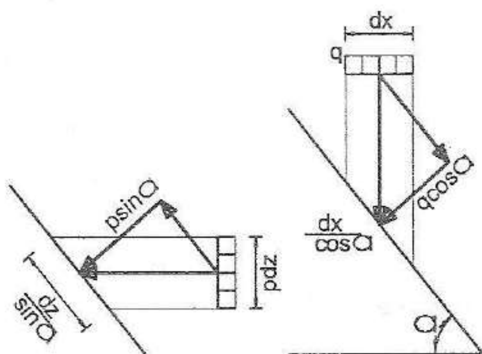


Fig. 12.14. Presiunea pe un perete oblic.

Pâlnia, cu toată sarcina care îi revine, se consideră atârnată de pereții verticali ai celulei. Forța de întindere maximă pe metru de contur, în limita de întâlnire a pâlniei cu pereții celulei, va fi:

$$T = \frac{G_1 + G_2 + qA}{x\sin\alpha}$$

unde: x este distanța față de vârful pâlniei.

Sarcinile p_n normale pe pereții pâlniei se transmit la muchiile pâlniei (pentru celulele poligonale) sub formă de sarcini distribuite.

Pereții pâlniei sunt solicitați la întindere excentrică, cu excentricitate mare, și la moment încovoietor.

În cazul celulelor circulare, acestea se termină la partea inferioară cu pâlnii conice.

Pâlniile conice se calculează ca plăci curbe subțiri în teoria de membrană. Datorită încărcărilor simetrice, apar numai eforturi de întindere n_φ și n_Q. Aceste valori se pot obține secționând pâlnia la distanța x de vârf și scriind ecuațiile de echilibru. Ecuația generală a suprafețelor de rotație cu dublă curbură, supuse unei presiuni p normale pe suprafață, este:

$$\frac{N_1}{\rho_1} + \frac{N_2}{\rho_2} = p$$

$$\frac{N_2}{\rho_2} = 0, \quad \text{deoarece} \quad \frac{1}{\varphi_2} = 0$$

Efortul după o tangentă orizontală devine:

$$N_1 = p \cdot \rho_1$$

unde: $\rho_1 = \dfrac{x}{\sin\alpha}$

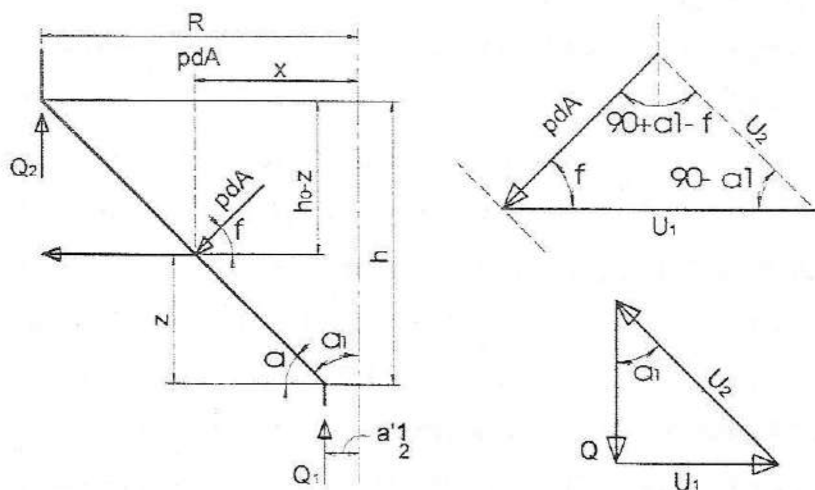


Fig. 12.15. Eforturi în pâlnii conice.

În relațiile de mai sus, N_1 si N_2 sunt eforturile interioare după directoare și generatoare, iar φ_1 și φ_2 sunt razele de curbură ale suprafeței.

Presiunea p care face un unghi φ cu orizontala se descompune în două componente: una acționând după generatoare și alta, după raza pâlniei.

Se obține astfel:

$$\frac{p \cdot dA}{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1\right)} = \frac{U_1}{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \varphi + \alpha_1\right)} = \frac{U_2}{\sin\varphi};$$

$$U_1 = p dA \ \frac{\cos(\alpha_1 - \varphi)}{\cos\alpha_1} \quad \text{după raza cercului paralel;}$$

$$U_2 = p dA \cdot \frac{\sin\varphi}{\cos\alpha_1} \quad \text{după generatoare,}$$

unde: α_1 este unghiul făcut de generatoarea conului cu o verticală; φ – unghiul făcut de forța pdA cu orizontala.

Componenta U_2 nu dă niciun efort în planul paralel, ci numai întindere sau compresiune în generatoare, după cum suprafața conică este rezemată pe inelul superior, pe inelul inferior sau pe amândouă.

Fund conic rezemat pe inelul superior. Dacă se consideră Q reacțiunea pe metrul de contur datorită încărcăturii și γ, greutatea specifică a materialului încărcat, atunci:

$$Q \cdot 2\pi R_2 = \gamma \cdot V$$

$$Q = \frac{\gamma \cdot V}{2\pi R_2}$$

Forța Q se descompune în două componente, U_1 și U_2, după raza cercului paralel și generatoarea suprafeței conice:

$$U_1 = Q \cdot \text{tg} \cdot \alpha_1 = \frac{\gamma \cdot V}{2\pi R_2} \text{tg}\,\alpha_1$$

S-a considerat φ (unghiul făcut de forța pdA cu orizontala) = α (unghiul făcut de generatoarea conului cu o verticală):

$$U_1 \cdot R_2 = QR_2 \operatorname{tg} \alpha_1$$

$$U_1 R_2 = \frac{\gamma \cdot V}{2\pi} \operatorname{tg} \alpha_1$$

$$U_2 = \frac{Q}{\cos \alpha_1} = \frac{\gamma V}{2\pi R_2 \cos \alpha_1}$$

Făcând o secțiune prin pâlnie cu un plan paralel de rază x, trebuie să introducem pentru restabilirea echilibrului părții inferioare forțele U_2, după direcția generatoarelor.

Proiectând pe verticală, avem:

$$U_2 \cos \alpha_1 \, 2\pi x = \gamma \cdot V_x;$$

$$U_2 = \frac{Q}{\cos \alpha_1} = \frac{\gamma V}{2\pi R_2 \cos \alpha_1} = k \frac{V_x}{x}$$

Valoarea lui V_x se deduce scriind volumul cilindrului de rază x si înălțime $(h_2 + h_o - z)$, adunat cu volumul conului cu baza de rază x și înălțimea z, din care se scade volumul conului din vârful pâlniei, cu înălțimea h_o:

$$V_x = \pi x^2 (h_2 + h_o - z) + \frac{1}{3} \pi x^2 z - \frac{1}{3} \pi h_o R^2 \left(\frac{h_v}{h_o} \right)^3$$

Acest volum poate fi exprimat numai în funcție de x, dacă se ține seama că:

$$z = \frac{x}{\operatorname{tg} \alpha_1}$$

Reprezentarea grafică a variației lui U_2 este dată în figura 12.15. Eforturile radiale și tangențiale din pâlnie se deduc ca la orice suprafață de revoluție.

Descompunând pe Q după generatoarea U_2 și raza planului paralel U_1, se găsește:

$$U_2 = \frac{Q}{\cos\alpha_1} = \frac{\gamma V}{2\pi R_1 \cos\alpha_1};\ U_1 = Q \text{tg}\,\alpha_1$$

Se găsește de asemenea, ca și în cazul precedent, pentru planul paralel ce trece prin punctul R de rază x:

$$U_2 = \frac{\lambda V_x'}{2\pi x}\frac{1}{\cos\alpha_1}$$

însă V_x' este volumul complementar volumului V_x din cazul precedent.

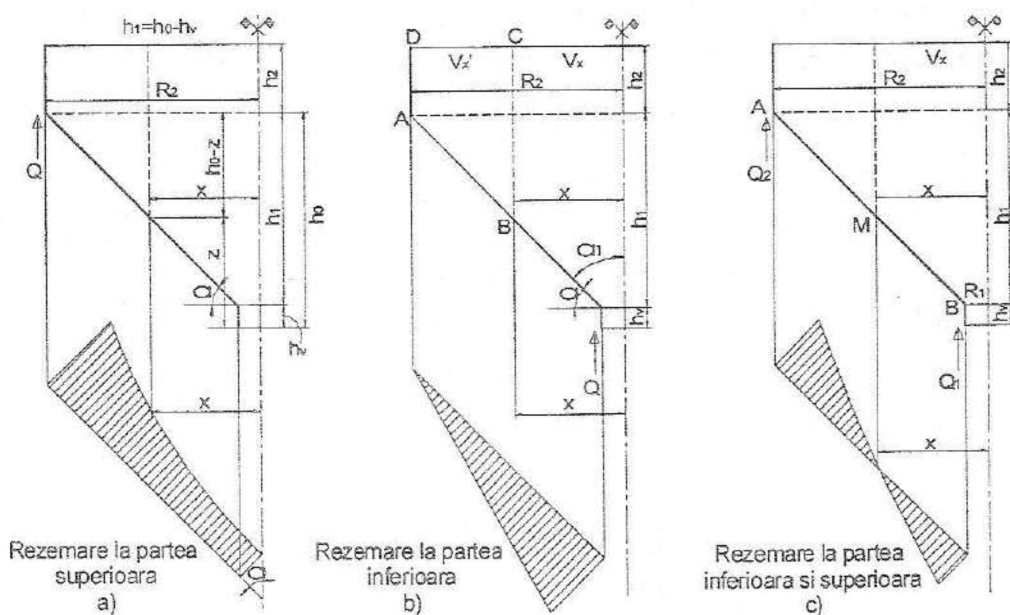


Fig. 12.16. Pâlnii conice rezemate pe inelul superior, inferior sau atât superior cât și inferior.

În timp ce în cazul precedent generatoarele erau întinse, acum vor fi comprimate, iar distribuția eforturilor va fi cea din figura 12.16,*b*.

Fund conic rezemat pe inelul superior și pe inelul inferior. Dacă se face ipoteza că în lungul reazemului A apare o reacțiune verticală Q_2 pe

metru liniar, iar în reazemul B, o reacțiune verticală Q_1 pe metru liniar, se găsește :

$$\gamma V = Q_1\, 2\pi R_1 + Q_2\, 2\pi R_2$$

Reacțiunile Q_1 și Q_2 se găsesc printr-o ecuație de deformație scrisă în lungul pantei pâlniei, între A și B.

Valoarea efortului U_2 în lungul unei generatoare a conului în dreptul razei x va fi:

$$U_2 = \frac{1}{2\pi x \cos\alpha_1}\left[2\chi\pi R_1 Q_1 - \gamma V_x\right]$$

V_x este volumul materialului de la centrul celulei până în dreptul cilindrului de rază x.

Pâlnia, la partea superioară este întinsă, iar la partea inferioară este comprimată.

Generatoarele au efort nul atunci când distanța dintre punctul A și C este constantă:

$$\int_A^C \frac{U_2}{E\delta} \cdot \mathrm{d}x = 0$$

notând:

$$Q_1 \cdot 2\pi R_1 = V_1\gamma; \quad Q_2\, 2\pi R_2 = V_2\gamma$$

Efortul U_2 se exprimă astfel:

$$U_2 = \frac{\gamma}{2\pi x}\frac{1}{\cos\alpha_1}(V_1 - V_x)$$

Când $V_1 > V_x$, U_2 este pozitiv și deci generatoarea este comprimată, iar când $V_1 < V_x$, U_2 este negativă și generatoarea este întinsă.

Elementele prezentate conduc la următoarele concluzii:

– la rezemarea pâlniei pe inelul superior generatoarele sunt întinse, întinderea descrescând cu adâncimea;

– la rezemarea pâlniei pe inelul inferior, generatoarele sunt comprimate, compresiunea crescând către vârful pâlniei;

– atunci când pâlnia reazemă şi pe inelul inferior şi pe inelul superior, generatoarea este comprimată la partea inferioară şi întinsă la partea superioară.

Un calcul exact se poate face pe baza deformaţiilor, sistemul fiind static nedeterminat. Atunci când buncărele au pereţi înalţi (suficienţi pentru a transmite încărcările la stâlpi), calculul pâlniilor este identic cu cel prezentat.

12.3.4. Calculul plăcilor de fund la silozurile circulare

Depozitele industriale au de obicei un număr mai mare de silozuri, fapt pentru care se realizează, de regulă, o placă de fund comună. Se precizează că zona de placă corespunzătoare spaţiului dintre celule nu se umple de regulă cu materiale, astfel încât asupra fundului în această zonă nu există sarcină.

Se recomandă ca fundurile circulare plane ale silozurilor să fie calculate ca nişte plăci circulare simplu rezemate. În zonele de racordare a silozurilor alăturate este perturbat caracterul de simplă rezemare, fapt pentru care trebuie considerate măsuri suplimentare de alcătuire.

Grosimea plăcii se calculează la momentul încovoietor maxim. Placa se armează radial şi inelar. Pe secţiunea inelară, lângă perimetrul cercului, se face verificarea eforturilor unitare principale de întindere. Plăcile plane reazemă pe stâlpi. Când încărcarea transmisă de siloz este foarte mare şi diametrul silozului este mare, stâlpii se amplasează nu numai pe contur, ci şi în zona centrală. Acest fapt uşurează condiţiile de lucru ale plăcii de fund şi conduce la micşorarea grosimii. Calculul plăcii circulare a fundului, în cazul existenţei stâlpilor suplimentari, se poate face folosind tabelele din anexă.

Calculul plăcilor circulare. Sub acţiunea sarcinii transversale, placa circulară este supusă la două momente încovoietoare: radiale M_r şi tangenţiale M_t.

În tabelele din anexă se prezintă un procedeu de determinare a momentelor M_r și M_t:

$$f = \frac{pR^4}{E}$$

$$M_r = \gamma pR^3, \quad M_t = QpR^3$$

$$M_{reaz.\ Incastrare} = -0,125\, pR^2$$

Atunci când placa de fund se prevede cu un stâlp central, reacțiunea acestuia se consideră sub forma unei sarcini inelare repartizate pe perimetrul capitelului. În mod similar, se consideră și atunci când sunt amplasați mai mulți stâlpi.

La terenuri cu capacitate portantă redusă, se recomandă soluția de radier general care, sub încărcarea mare a silozului pe zona perimetrală a acestuia, tinde să se deformeze în sus sub influența reacțiunii terenului de fundare. În astfel de situații, stâlpii intermediari fac ca plăcile să lucreze solidar (fig. 12.17).

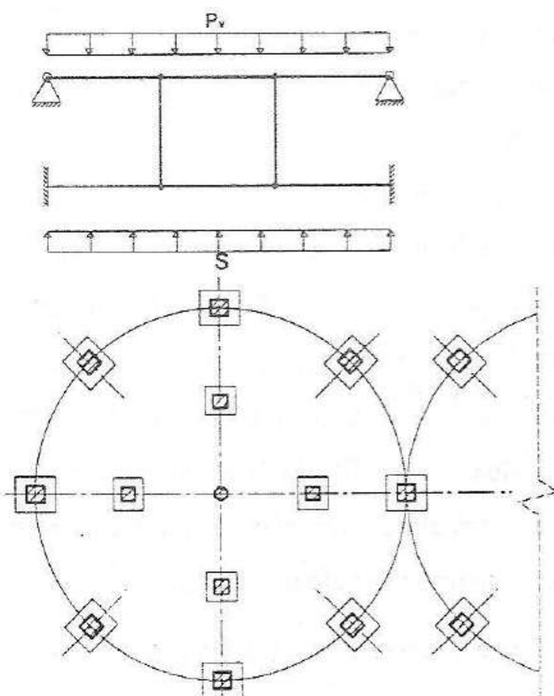


Fig. 12.17. Schema de calcul care ia în considerare legătura dintre fundul silozului și placa de fundație.

În figura 12.17 se prezintă schema de calcul a plăcii de fund a silozului şi a plăcii de fundaţie, element cu care lucrează solidar.

Efortul în stâlpii centrali se determină din ecuaţia:

$$f_{fund}^{p} - f_{fund}^{N} = -f_{f}^{\sigma} + f_{f}^{N}$$

în care: f_{fund}^{p} este săgeata fundului silozului datorită sarcinii p; f_{fund}^{N} – săgeata fundului datorită forţei N; f_{f}^{σ} – săgeata plăcii de fundare datorită reacţiunii uniform repartizate a terenului de fundare; f_{f}^{N} – săgeata plăcii de fundaţie datorită forţei N.

După determinarea forţei N, cele două plăci se calculează independent, ca plăci circulare.

Uneori, fundurile plane se execută sub forma unei coroane circulare care se combină cu o pâlnie cu diametrul mai mic. Pâlnia se suspendă de fund, creând o sarcină inelară pe perimetrul golului. Eforturile din placă se pot determina cu tabelele prezentate în anexă.

La silozurile realizate din beton armat există posibilitatea ca, din condiţii tehnologice, fundul silozului să fie conic.

Fundurile conice reazemă pe stâlpi dispuşi pe perimetrul pereţilor silozurilor circulare. În multe situaţii se neglijează legătura dintre fundul conic şi peretele circular al silozului.

Pentru repartizarea reacţiunilor reazemelor pe perimetrul pâlniei se prevede o îngroşare marginală. Reacţiunile pereţilor pâlniei se dimensionează la eforturi de întindere T_1 şi T_2 care acţionează după generatoare şi o parabolă.

Grosimea pereţilor pâlniei se consideră variabilă şi se determină din formula pentru calculul la fisurare al betonului considerând valoarea maximă dintre eforturile T_1 şi T_2 (T).

Secțiunea de armatură din pereții pâlniei se determină din condiția preluării de către aceasta a efortului de întindere:

$$A_f = 1{,}5\frac{CT}{\sigma_a}$$

unde: 1,5 este coeficientul care ia în considerare creșterea dinamică a presiunii orizontale în zona de mijloc a silozurilor cu înălțime medie. Pentru silozuri cu înălțimea mare se recomandă creșterea acestui coeficient până la 2; C – coeficient de siguranță ($C = 2$); T – valoarea maximă dintre T_1 și T_2; σ_a – efortul unitar admisibil din armătură.

Eforturile de întindere T_1 și T_2 care se dezvoltă la o înălțime y de vârful conului se determină astfel:

$$T_1 = \frac{\pi r^2 p_v + Q}{2\pi \sin\alpha};\quad T_2 = \frac{y\, p_v \cdot m}{\sin\alpha\ \mathrm{tg}\alpha}$$

unde: p_v este presiunea verticală a materialului din siloz; Q – greutatea pâlniei și a umpluturii mai jos de secțiunea examinată; r – raza cercului în secțiunea examinată; $m = \cos^2\alpha + c\sin^2\alpha$ – coeficient care depinde de felul umpluturii, de înclinarea conului.

La calcularea fundului conic, dar și la cele cu fund plan, peretele silozului în secțiunea superioară stâlpului trebuie verificat la strivire sub acțiunea încărcării.

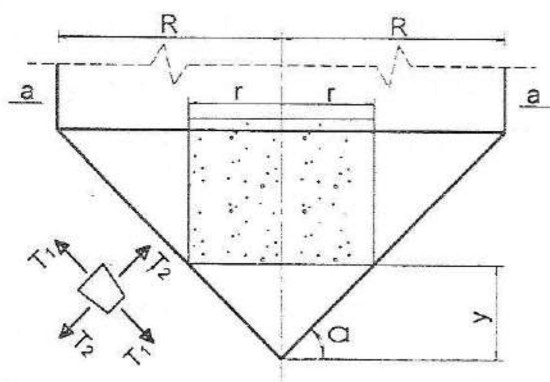


Fig. 12.18. Schema eforturilor de calcul ale fundului conic.

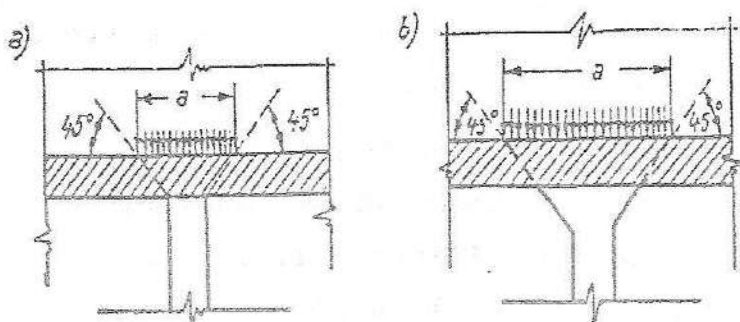


Fig. 12.19. Rezemarea peretelui pe stâlpi.

12.3.5. Calculul fundațiilor

Fundațiile silozurilor se calculează în conformitate cu prescripțiile tehnice de proiectare a fundațiilor și a construcțiilor din beton armat.

Silozurile sunt construcții rigide, care nu se deformează în plan vertical.

Elementele fundațiilor sunt încărcate atât de sus în jos, de acțiunea silozului, cât și de jos în sus, de reacțiunea terenului. Pentru determinarea reacțiunilor neuniforme ale terenului de fundare se poate aplica metoda B.N. Jemocikin, metodă care corespunde condițiilor de teren bune, coezive, fără apă subterană de suprafață – situație în care se poate considera un semispațiu elastic.

În cazul terenurilor slabe de fundare, diagrama reală a reacțiunilor terenului de fundație se deosebește de cea a reacțiunilor calculate pentru semispațiul elastic.

Determinarea reacțiunii terenului de fundație este condiționată de următoarele cazuri de încărcare:

- încărcarea totală a tuturor celulelor;
- încărcarea tuturor celulelor, mai puțin una;
- încărcarea unei singure celule;
- încărcarea unilaterală a clădirii silozurilor;
- presiunea vântului.

Din aceste ipoteze, se alege numai cea care în raport cu sistemul constructiv poate da valori maxime.

În cazul acțiunii vântului se consideră amplasarea celulelor într-un singur rând, ipoteză care permite verificarea consolei plăcii de fundație, precum și cea a încărcării multilaterale a celulelor.

Cele mai frecvente tipuri de fundație sunt radierele pe care reazemă stâlpii silozului.

În cazul rezemării pereților silozurilor direct pe fundație, trebuie preferată soluția fundației sub formă de plăci continue de fundare (radier).

Când fundația este sub forma unui inel atunci se are în vedere ca peretele silozului să fie amplasat astfel ca momentele consolelor interioare și exterioare să fie egale. Pentru realizarea acestei condiții, raza axei tălpii fundației inelare continue trebuie să fie mai mică decât raza axei peretelui silozului cu Δr.

Mărimea Δr se determină în funcție de lățimea fundației, pe baza diagramei:

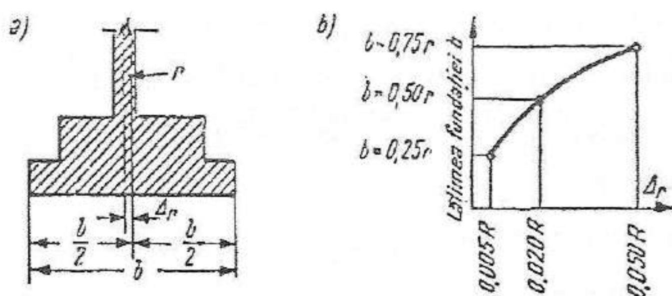


Fig. 12.20. Secțiunea fundației inelare continue a silozului și diagrama pentru determinarea deplasării axei ei față de axa peretelui silozului.

În cazul în care sub siloz nu există un spațiu liber, iar umplutura exercită presiunea direct asupra terenului, la calculul fundației inelare continue trebuie considerată sarcina conținutului silozului asupra consolei interioare. Rațional

în acest caz este centrarea inelului fundației pe linia rezultantei forțelor verticale.

Consolele plăcilor de fundație se scot până la 1/5 din diametrul silozului (pentru ca momentul încovoietor de consolă să fie mai mic decât momentele încovoietoare din celelalte secțiuni ale plăcii de fundare). Rezultatele experimentale au arătat că, și atunci când nu este necesară mărirea suprafeței tălpii fundației, scoaterea în consolă a acesteia conduce la micșorarea momentului încovoietor în centrul porțiunii circulare de sub siloz (zona în care se aplică condițiile pentru stabilirea grosimii plăcii).

Atunci când din calcul este necesară lărgirea suprafeței tălpii fundației silozului, aceasta poate fi mărită chiar mai mult de 1/5 din diametru. În practică, aceasta se limitează la max. 1/3 din diametru, iar în cazul în care pereții silozului coboară până la placa de fundație, se consideră maxim 1/4 din diametru.

Schema de calcul a plăcii de fundație se consideră în conformitate cu modul de rezemare al silozului pe placa de fundație. Atunci când silozul reazemă pe placă direct prin pereți sau prin 6 sau mai mulți stâlpi, placa se calculează ca o placă circulară încastrată pe contur. Calculul plăcii de fundare se poate efectua cu ajutorul tabelelor prezentate în anexă. Consolele plăcii de fundație se pot calcula ca niște grinzi în consolă, neglijând momentele pe direcție tangențială.

Atunci când se poate aplica relația de calcul considerând mediul elastic, se recomandă ca presiunea de calcul pentru consolele plăcii de fundație să fie cu 20% decât rezultatele obținute prin calcul.

În situația utilizării unui număr mai mic de 6 stâlpi, plăcile de fundație ale clădirilor trebuie soluționate sub forma unui planșeu ciupercă. În astfel de situație, pe lângă calculul la încovoiere se face și verificarea la străpungere, atât pe perimetrul exterior al blocului cât și pe perimetrul stâlpului. Efortul

de străpungere (poansonare) este egal cu efortul în stâlp, diminuat cu reacțiunea terenului de fundație de pe suprafața tălpii blocului sau stâlpului.

Uneori, dimensiunile blocurilor ating 0,4 din distanța între axele stâlpilor. În aceste cazuri, calculul plăcilor de fundație se face în felul următor. Fâșiile plăcii-ciupercă din dreptul stâlpilor se consideră ca niște grinzi încastrate pe reazeme și care au deschiderea de calcul egală cu o parte din distanța între axele stâlpilor:

$$l_{calc} = l - \frac{2}{3}a,$$

unde: a este dimensiunea blocului în plan; l –distanta între axele stâlpilor.

Lățimea grinzii se consideră egală cu lățimea blocului, iar sarcina corespunde suprafeței hașurate din figura 12.21.

Fig. 12.21. Schema de calcul a plăcii de fundație când dimensiunile evazărilor stâlpilor sunt de 0,4 din distanța dintre stâlpi.

Latura pătratului interior se consideră egală cu:

$$l = l - a + h$$

unde: h este grosimea plăcii.

Momentele încovoietoare în placă, la interiorul pătratului, se consideră egale la mijlocul deschiderii şi pe reazeme:

$$M = \frac{pl^2}{24}$$

unde: p este sarcina de calcul pe placa de fundaţie.

Atunci când placa de fundaţie şi fundul plan al silozului sunt legate prin stâlpi suplimentari , calculul se face ca la subcapitolul 12.3.4.

12.3.6. Calculul stâlpilor

Stâlpii se calculează la compresiune. Datorită faptului că încărcarea silozurilor şi repartizarea eforturilor se fac neuniform, forţele din stâlpi pot fi diferite.

La stâlpii dispuşi perimetral aceste forţe pot fi mai mari.

Secţiunea stâlpilor se consideră dreptunghiulară, cu excepţia stâlpilor dispuşi central, care sunt cu secţiunea şi capitelul circulare.

Stâlpii se calculează la compresiune centrică. Dimensiunile în plan şi înălţimea capitelurilor şi a blocurilor de fundaţie se determină din condiţia evitării străpungerii:

$$N_p = N - Aq$$

unde: N este forţa din stâlp; A – secţiunea stâlpului (sau a blocului); q (pentru capitel) – sarcina ce acţionează asupra fundului.

Înălţimea capitelului poate fi stabilită cu relaţia:

$$h_c = \frac{15N_p}{R_t \cdot U}$$

în care: h_c este înălţimea capitelului; U – perimetrul stâlpului sau al blocului de fundatie.

12.4. Sisteme constructive utilizate pentru silozuri

Silozurile se execută, în principal, din beton și din metal. Silozurile executate din beton armat pot fi: monolite, realizate prin glisare, prefabricate, asamblate prin precomprimare și silozuri precomprimate.

Silozurile din elemente postcomprimate se realizează în formă cilindrică din dale, cu una din fețe drepte și după montare se înconjoară cu cablu din oțel pretensionat.

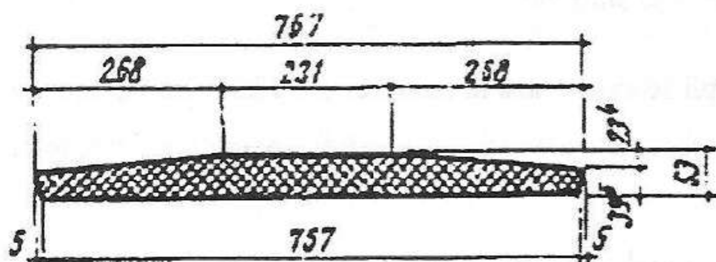


Fig. 12.22. Element prefabricat din beton armat tip bolțar pentru pretensionarea pereților celulei de siloz.

Un alt tip de element prefabricat și pretensionat pentru celule poligonale este constituit din clavouri pline realizate din beton precomprimat, dimensionate pentru a prelua eforturi de tensiune datorate împingerii materialului, și clavouri goale din beton obișnuit, servind drept spații de umplutură pentru primele. Clavourile goale au dimensiuni de 0,85 × 2,45 m, iar cei doi pereți au grosimea de 5 cm fiecare, solidarizați între ei. Clavourile pline au 2,95 m lungime, 0,50 m lățime la capete și 0,15 m, la mijloc. Sunt montate alternat. Capetele clavourilor pline sunt solidarizate între ele cu cabluri formate din 12 fire de 5 mm (fig. 12.23).

Se pot realiza cu aceste elemente celule de diametre și înălțimi mari (fig. 12.23 și 12.24).

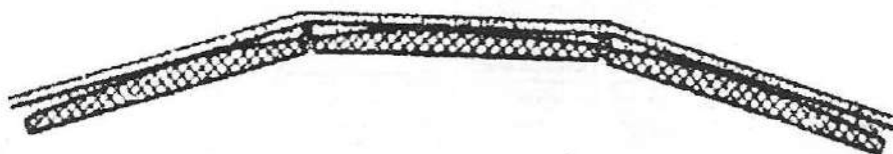


Fig. 12.23. Tensionarea cablurilor cu ajutorul unor role de oțel.

Fig. 12.24. Elemente din beton armat pentru celule pretensionate.

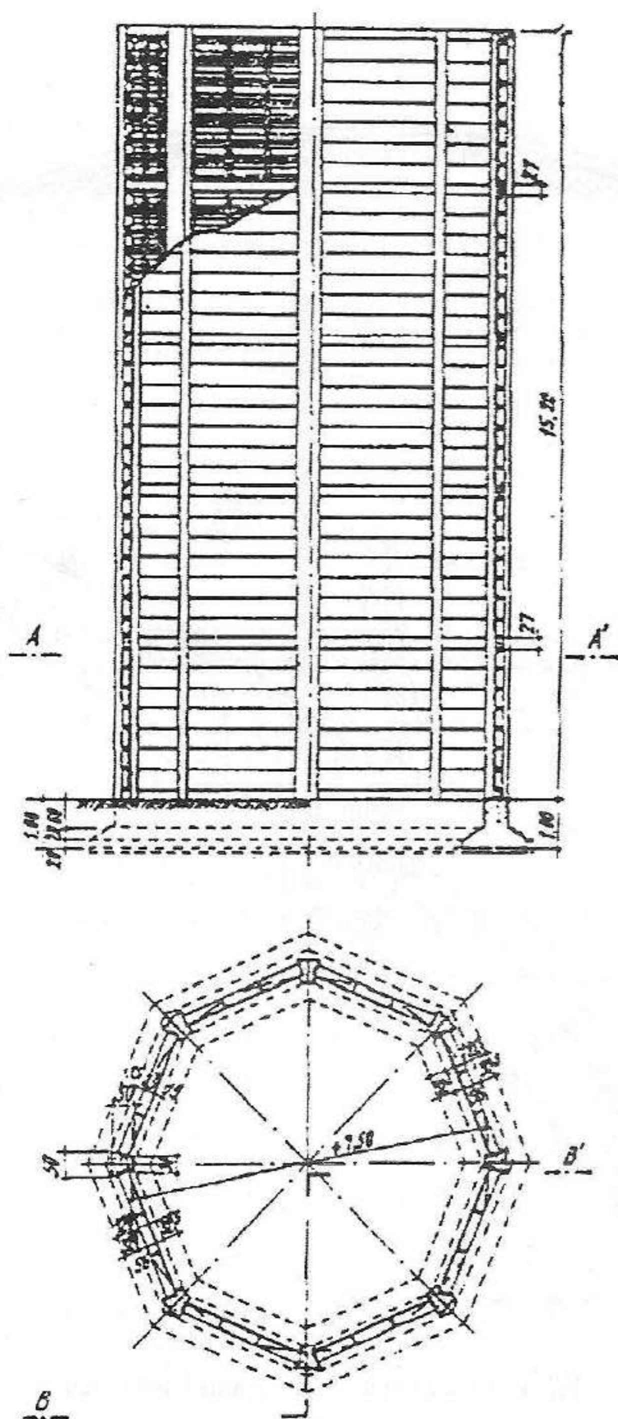


Fig. 12.25. Siloz din elemente prefabricate.

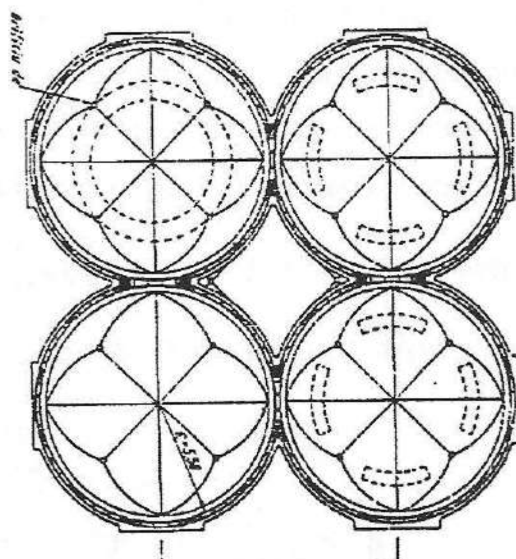


Fig. 12.26. Plan amplasare celule siloz, realizat din beton armat precomprimat.

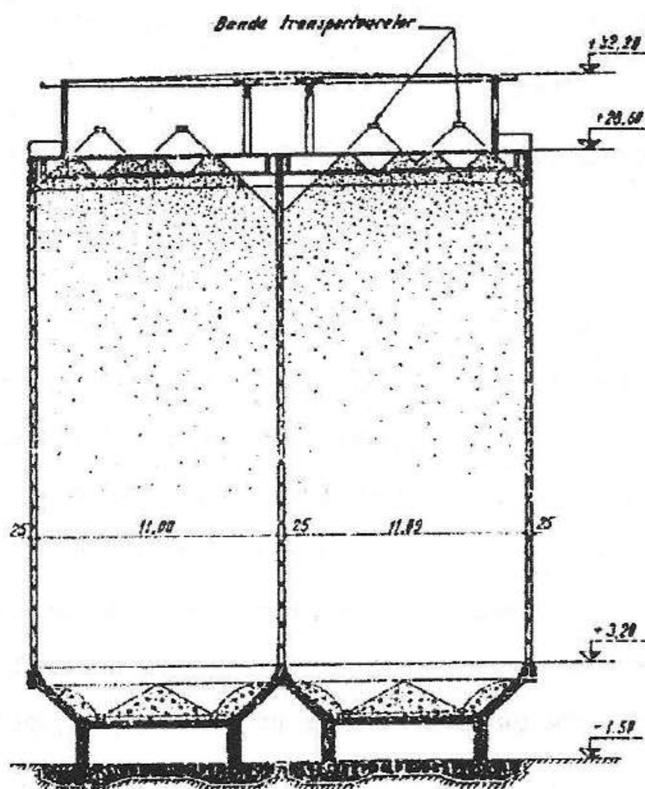


Fig. 12.27. Plan amplasare celule siloz, realizat din beton armat precomprimat.

O altă soluție constructivă este realizată din elemente prefabricate și postcomprimate, soluție aplicată la silozurile cu diametru mare, și este constituită din elemente curbe care sunt montate pe întreaga circumferință, cu concavitatea spre exterior, alcătuind astfel peretele celulei. Dimensiunea undelor este bazată pe modulul $\frac{\pi}{2}$ sau $\frac{\pi}{4}$, astfel ca să rezulte un număr întreg de unde distribuite pe circumferință.

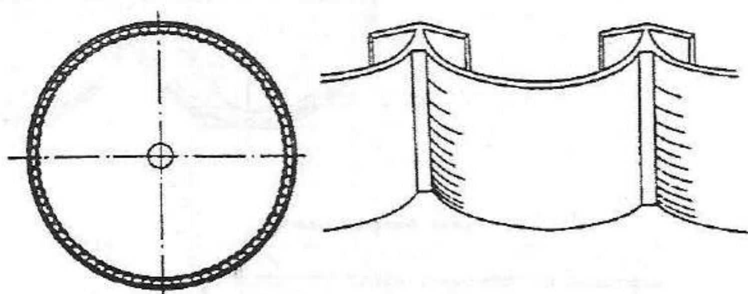


Fig. 12.28. Siloz cu perete din unde de beton armat postcomprimat. Detaliu de undă.

În general, silozurile cu celule izolate se pretează sistemului de precomprimare. Un sistem utilizat este sistemul de precomprimare orizontală.

Ca urmare a precomprimării, în pereți nu apar fisuri din exploatare, grosimea pereților rezultă mai mică și, deci, greutatea construcției se reduce. Precomprimarea orizontală se realizează prin procedee mecanice sau electrotermice.

Fasciculele introduse în canale prevăzute în pereți se ancorează în nervuri verticale. Precomprimarea electrochimică constă în aplicarea armăturilor inelare încălzite electric, care, prin răcire, precomprimă peretele cilindric.

Celulele silozurilor precomprimate se calculează suplimentar la acțiunea precomprimării. Inelele de armătură pretensionată provoacă eforturi locale,

cele mai importante fiind momentele de încovoiere m_x dezvoltate în lungul generatoarei:

$$m_x = \frac{P_h}{4\beta}\Psi$$

unde: P_h este forța radială pe unitatea de lungime; $\beta = \sqrt{\frac{3(1-\mu^2)}{r^2\delta^2}}$; μ – coeficientul lui Poisson; r – raza celulei; δ – grosimea peretelui; ψ – coeficient care depinde de produsele stocate.

Principii de alcătuire. Grosimea pereților celulelor nu este restricționată decât din considerente de rezistență a materialelor respective sau din posibilități de execuție.

Factorul legat de termoizolarea acestora apare ca pregnant la silozurile de cereale.

În mod practic, pentru predimensionare sau pentru compararea unor soluții intrate în analiză, raportul dintre grosimea pereților și diametrul interior al celulelor trebuie să fie $\frac{1}{45}$-$\frac{1}{50}$.

Grosimea minimă a pereților silozurilor trebuie să fie de 15 cm. Una dintre condițiile importante pe care trebuie să le îndeplinească materialele de execuție este impermeabilitatea la ploaie și zăpadă.

Înălțimea celulelor este în exclusivitate o problemă economică, ea stabilindu-se în funcție de necesități. De regulă, înălțimile mici dau costuri mari. Înălțimea optimă a pereților silozurilor din beton armat se obține în cazul folosirii totale a capacității de compresiune a secțiunii din beton. Însă, în mod obișnuit, înălțimea este condiționată de capacitatea portantă a terenului de fundare și de proprietățile materialelor care se păstrează.

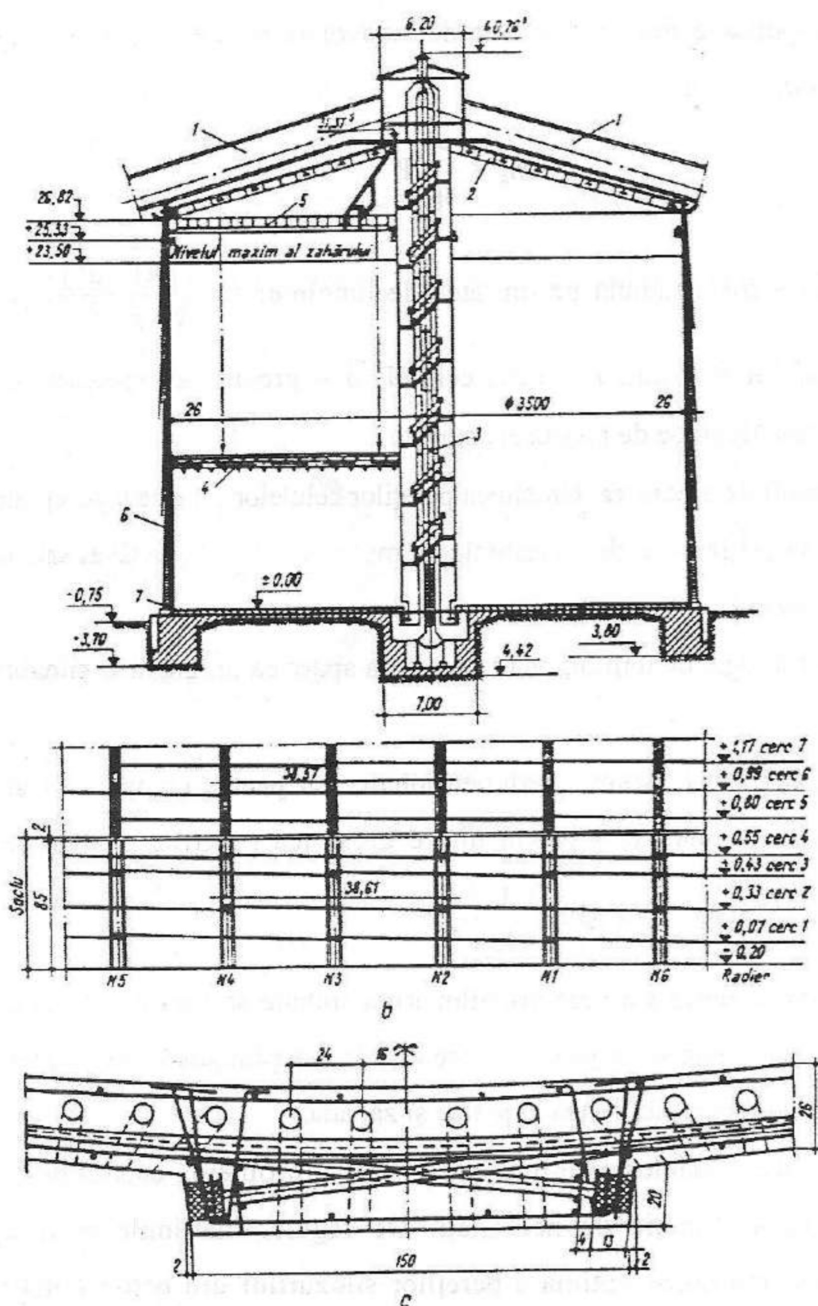


Fig. 12.29. Siloz cilindric precomprimat:
a – secțiune transversală; *b* – vedere laterală; *c* – ancorarea fasciculelor în nervuri:
1 – pasarela transportorului; *2* – acoperiș metalic; *3* – tubul elevatorului;
4 – transportor melc deschis; *5* – pod rulant rotativ; *6* – perete cilindric din beton precomprimat; *7* – plăci de neopren.

12.5. Comportarea în timp a silozurilor

Dintre deficiențele constatate pe parcursul exploatării silozurilor, deficiențe care au condus la pagube, cele mai importante sunt:

– deficiențe produse de cedările de fundații, silozurile fiind construcții foarte grele. Tasările uniforme în general nu sunt periculoase, ci tasările neuniforme, care influențează verticalitatea celulelor și, implicit, sistemul tehnologic de deservire;

– defecte de concepție și execuție, care s-au manifestat frecvent în zona de racordare a celulelor cu pâlniile de descărcare. Defectul cel mai curent de execuție apare la baza celulelor unde se produce o ancorare insuficientă a armăturilor ce susțin pâlnia;

– explozii puternice, care se produc adesea la silozuri. Amestecuri explozive pot apărea la silozuri pentru minereuri, produse chimice. În unele situații, pentru a preveni posibilele explozii s-a renunțat la planșeul peste celule, ceea ce, de fapt, a contribuit la apariția altor accidente;

– aprinderea cerealelor în silozuri din beton armat, care poate conduce la distrugerea prin dilatarea exagerată a armăturii. Însă, lipsa de aer din siloz face ca acest tip de accident să fie rar și evitabil;

– sistemul uneori necontrolabil al golirii, care conduce la degradarea părții inferioare a celulei. Practica a demonstrat că în timpul golirii presiunea orizontală este de 2,5 ori mai mare decât cea teoretică. Fluctuații mari se produc la silozurile cu guri de descărcare necentrale.

Din punct de vedere al modului de comportare la acțiuni seismice ale silozurilor, s-au reținut câteva aspecte. În general, silozurile și buncărele au avut o comportare bună la mișcările seismice anterioare, fără a se înregistra prăbușiri sau avarieri grave.

Totuşi, se reţin unele aspecte, şi anume:

– la cutremurul din martie 1977, cedarea unui siloz metalic pentru ciment, la Întreprinderea de Prefabricate Bucureşti – Militari (fig. 12.30);

– avarierea stâlpilor interiori la galeriile inferioare (fisuri în proporţie de 20-70%, la silozurile de la Zimnicea, Alexandria, Brăila etc.); avarierea stâlpilor şi zidăriilor de închidere la galeria superioară (de exemplu, la silozurile din Cilibia, Negru-Vodă, Cobadin, Medgidia etc.); avarii la structura din beton armat (fisuri şi, uneori, ruperi de stâlpi la primele şi ultimele niveluri), a zidăriei la turnul maşinilor – porţiunea elevatoarelor (de exemplu, silozurile din Alexandria, Bărăganu, Cilibia, Jiul etc.). Se precizează faptul că nu s-au constatat avarii la celulele silozurilor;

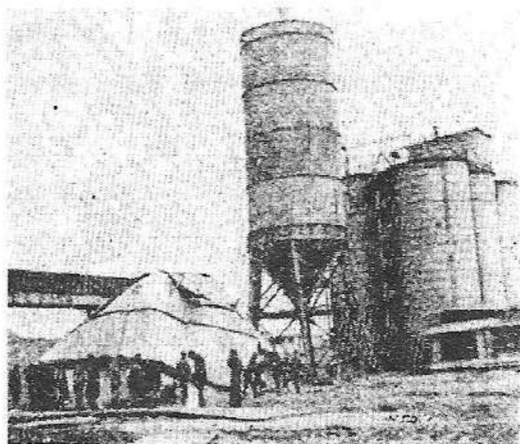


Fig. 12.30. Siloz metalic prăbuşit la cutremurul din 1977.

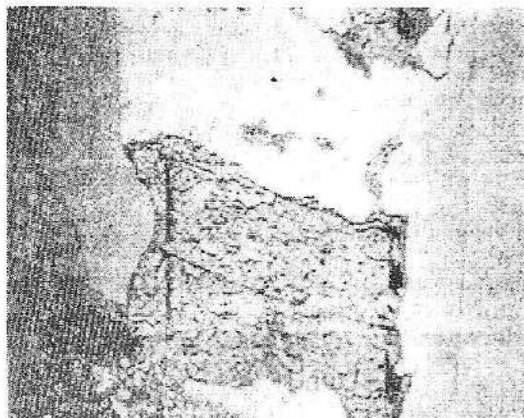


Fig. 12.31. Avarii la stâlpii din beton armat. Silozul Cilibia – Buzău.

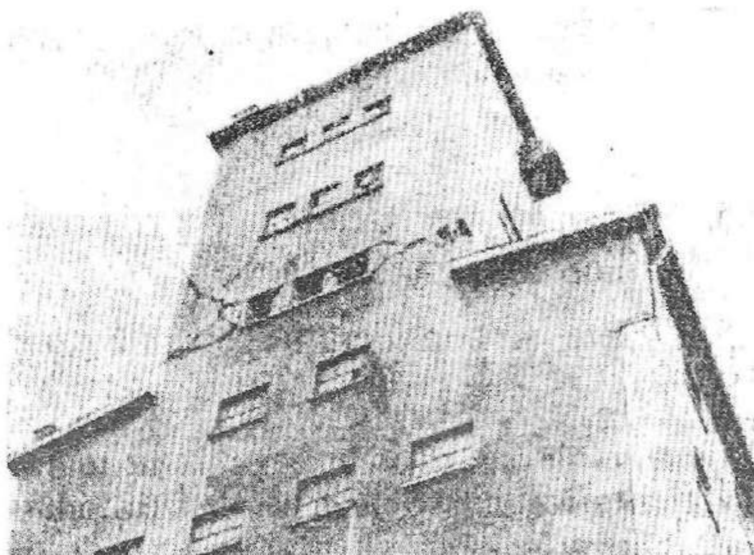


Fig. 12.32. Avarii la turnul elevatoarelor.

– avarii la silozurile mari, construite după 1967, care, în principal, nu au afectat corpul principal al silozurilor cu bateriile de celule, ci galeriile superioare (de exemplu, silozul Buzău, care prezintă fisuri pronunțate în zidăria galeriei superioare, dislocări și prăbușiri locale ale galeriei). Cauza acestor avarii o constituie efectele de torsiune și diferențele mari de rigiditate între structura galeriilor și cea a celulelor, precum și efectul de încastrare a stâlpilor galeriilor în zidăria parapeților (efect ce a redus ductilitatea stâlpilor, deja mică, așa după cum a reieșit din sistemul de armare transversal). S-a constatat că încărcările orizontale reale le-au depășit pe cele considerate în calcul și nu a existat o rezervă de deformare postelastică.

În afară de avariile prezentate s-au mai constatat fisuri orizontale la pereții unor celule exterioare, exfolieri ale betonului la celulele de colț, cauzate de concentrări de eforturi de compresiune cuplate de multe ori cu defecte de execuție, avarii la galeria inferioară (fisuri în stâlpi, sub nivelul planșeului sau la pereții galeriei, precum și la alte elemente).

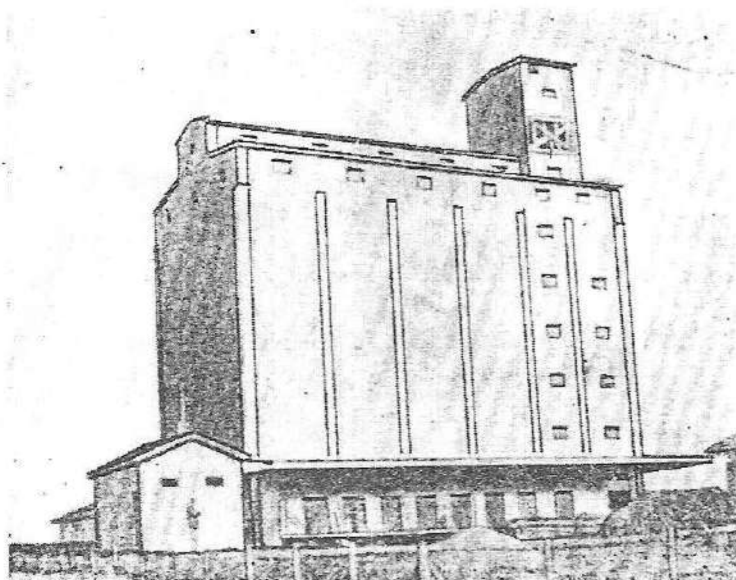


Fig. 12.33. Căderea zidurilor exterioare. Siloz Buzău, cutremur 1940.

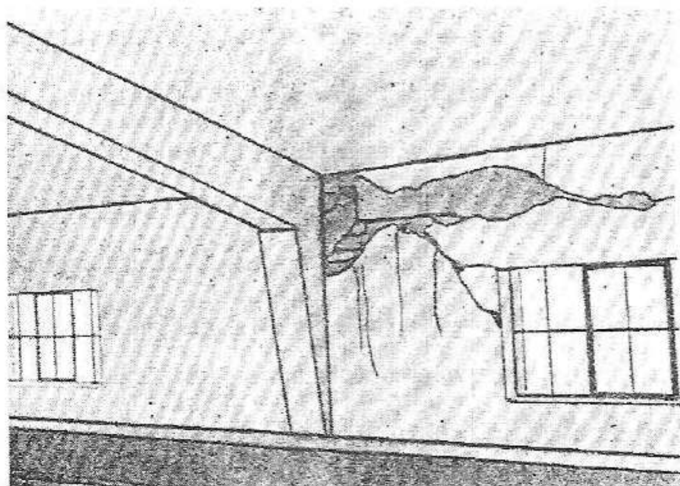


Fig. 12.34. Efecte pendulare ale turnului silozului Buzău, în urma cutremurului din 1940.

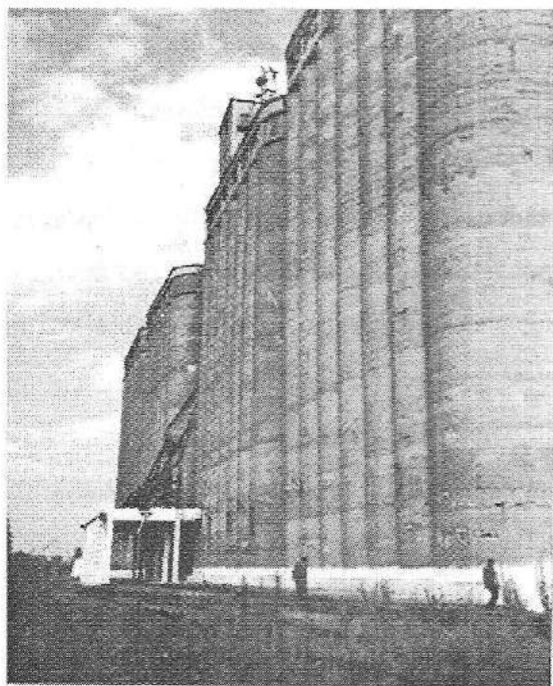


Fig. 12.35. Degradări la partea inferioară a celulelor, din cauza sistemului defectuos de descărcare.



Fig. 12.36. Fisuri în zona turnului elevatoarelor. Siloz Ianca.

12.6. Silozuri metalice

Silozurile metalice, comparativ cu cele realizate din beton armat, prezintă o serie de avantaje.

• Construcția silozurilor din oțel este mai ușoară și mai rapidă. Silozurile din oțel de capacitate rezonabilă pot fi construite în câteva zile sau în câteva ore, în timp ce mai multe luni sunt necesare pentru ridicarea unui siloz din beton armat.

Avantajele pe care le prezintă silozurile din oțel sunt:

– pentru instalarea unui siloz de oțel este necesară o cantitate minimă de utilaje și de manoperă. Construcția silozurilor din oțel nu necesită folosirea unor betoniere voluminoase și costisitoare, care sunt absolut necesare în cazul construirii de silozuri din beton;

– silozurile din oțel pot fi ridicate prin mână de lucru relativ neexperimentată, desigur cu supravegherea unui maistru calificat, în vreme ce construirea unui siloz din beton armat necesită utilizarea unui personal de calificare înaltă în acest domeniu;

– montajul silozurilor din oțel se efectuează prin procedee mai puțin dificile și este mai rapid, grație panourilor care se îmbină între ele prin șuruburi. Sunt eliminate eșafodajele, precum și troliile costisitoare necesare la turnarea continuă a silozurilor din beton.

• O mai mare rezistență la insecte parazite constituie un alt punct esențial în favoarea silozurilor din oțel față de silozurile din beton:

– tablele din oțel nu sunt poroase și nu fisurează. Pentru acest motiv, oțelul este aproape unicul material care rezistă rozătoarelor. Tasarea cauzează fisuri în betonul armat sau în blocurile din beton, datorate fundațiilor defectuoase sau intemperiilor severe, ceea ce nu este cazul la silozurile metalice;

– silozurile din oţel sunt etanşe şi rezistente la intemperii. Ele sunt etanşate la îmbinarea cu fundaţia prin intermediul unui mastic sau al unei paste de ciment, cu scopul de a evita posibilitatea intrării rozătoarelor şi insectelor parazite. Toate îmbinările sunt protejate cu ajutorul unor benzi de cauciuc, ermetice, care sunt etanşe la aer şi umiditate;

– suprafaţa interioară a silozurilor din oţel fiind neporoasă, oferă o mai mare siguranţă faţă de suprafeţele rugoase din beton la atacul insectelor.

• Silozurile din oţel sunt etanşe la intemperii. Benzile de cauciuc de etanşare puse între fiecare foaie de oţel durează nelimitat şi asigură o protecţie împotriva intemperiilor şi insectelor parazite. Cerealele care conţin o umiditate excesivă vor crea condens în interiorul oricărui fel de siloz. Silozurile din oţel – nefiind poroase – nu pot absorbi umiditatea excesivă în timpul cât se reîncălzesc, contrar celor din beton.

• Silozurile din oţel au o întreţinere mai puţin costisitoare. Silozurile din oţel nu necesită practic nicio cheltuială de întreţinere, în comparaţie cu silozurile din beton:

– pereţii exteriori ai silozurilor din oţel sunt galvanizaţi şi nu necesită nicio întreţinere pe o durată de mai mult de 20 de ani;

– pereţii interiori ai silozurilor din oţel – fiind în mod constant curăţaţi prin mişcarea cerealelor – nu necesită nicio întreţinere.

• Flexibilitatea silozurilor din oţel este un alt motiv important pentru care ele sunt mult mai avantajoase:

– flexibilitatea oţelului însuşi îl îndepărtează de pagubele cauzate de cutremurele de pământ. Prin comparaţie, structurile din beton se vor fisura sau crăpa sub tensiuni asemănătoare;

– silozurile din oţel pot fi concepute în aşa mod încât să fie uşoară extinderea lor ulterioară;

– dacă este cazul, un siloz din oţel poate fi transportat la un alt amplasament, cu cheltuieli minime. Silozurile metalice pot fi demontate şi remontate, necesitând doar cheltuieli pentru materiale de etanşare şi de îmbinare necesare remontării lor.

• Silozurile din oţel permit un mai mare transfer de căldură. Silozurile metalice existente pe piaţa românească, în ultima perioadă, sunt de concepţie americană, fiind fabricate din tablă ondulată galvanizată, asamblarea fiind făcută prin şuruburi.

Dimensiunile celulelor metalice variază între 3,4 şi 32,6 m. Grosimea pereţilor variază de la 1 la 4 mm. Forma podelei celulelor metalice poate fi plată sau conică.

În cazul formei plate, podeaua poate fi total sau parţial perforată, pentru a permite aerare cu aer cald sau aer rece. De asemenea, pot fi aplicate canale de aerare în formă de V, de Y, în formă de pătrat, în formă de reţea etc.

Încărcarea celulelor se face prin vârful conului ce le acoperă, unde este prevăzut un dispozitiv de împrăştiere care realizează un nivel aproape orizontal. Realizarea încărcării se poate face cu transportoare melc, până la înălţimea de 14,32 m, sau cu sisteme de transport formate din elevatoare şi transportoare melc sau transportoare cu racleţi.

Evacuarea cerealelor din celulele metalice cu podea plată se execută printr-un transportor melc sau cu racleţi orizontal, amplasat sub podea, alimentat printr-o gaură centrală a podelei. Evacuarea cerealelor din taluzul rămas se realizează cu un transportor/măturător care este un şnec fără carcasă ce are o mişcare de rotaţie în jurul axului celulei, care transportă cerealele de la pereţi către centrul celulei.

În interiorul celulelor pot fi montate cabluri cu traductoare pentru măsurarea temperaturii cerealelor, citirea temperaturii efectuându-se printr-un aparat portabil sau poate fi indicată pe un panou central.

Stocarea cerealelor în bune condiții depinde de starea de curățenie și de umiditate a boabelor ce vor fi depozitate. De aceea, în primul rând este necesară o operațiune de precurățire și apoi, reducerea umidității până la conținutul de apă recomandat pentru o bună depozitare. Precurățirea se realizează în străinătate direct în fermă, cu ajutorul unor curățitoare mobile cu site rotative.

Uscarea cerealelor se execută înainte de depozitare cu uscătoare discontinue sau continue, mobile sau fixe, utilizând de preferință propanul lichid, gaze naturale sau motorină.

Pe piața românească sunt întâlnite silozurile GSI cu echipare tip comercial, caracteristică pieței americane. Ele sunt prevăzute cu pardoseală perforată pentru uscare și aerarea cerealelor. Silozurile pot fi echipate pentru orice tip de material stocat.

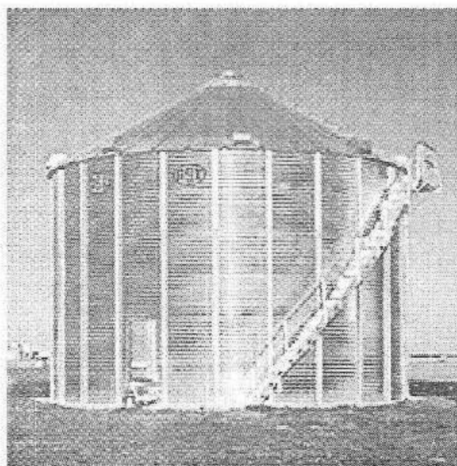


Fig. 12. 37. Silozuri model Farm. Silozurile tip Farm (de fermă) produse de GSI au pereții laterali cu ondulație de 2,66" și de 4,00", diametre între 15 și 60 de picioare și capacități până la 90 071 bușeli.

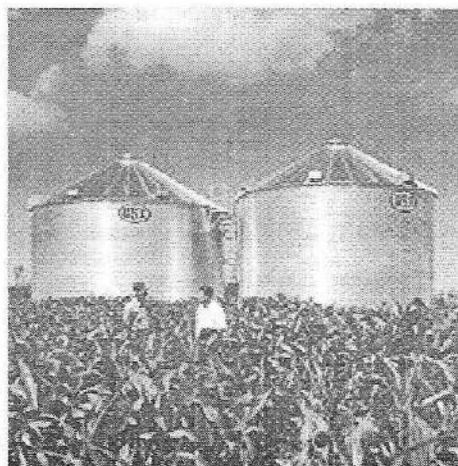


Fig. 12. 38. Silozuri model Farm-Com. Aceste silozuri combină principiile de inginerie aplicate la construcția silozurilor comerciale rigidizate de mari dimensiuni și la silozurile de fermă rigidizate, de depozitare a cerealelor.

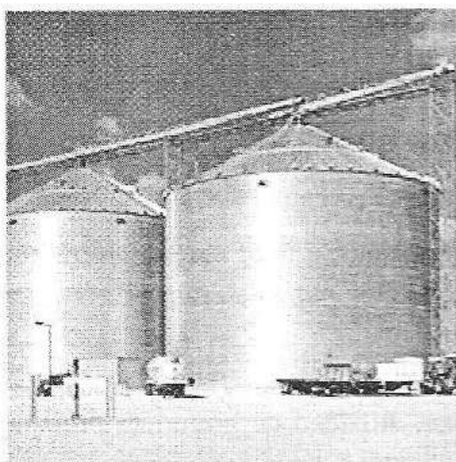


Fig. 12. 39. Silozuri model Comercial. Multele modele de silozuri Comercial oferite de GSI sunt disponibile cu diametre de până la 105' şi capacităţi ce pot depăşi 710 000 bu. (20 037 MT la o densitate a cerealelor de 800 kg/m^3).

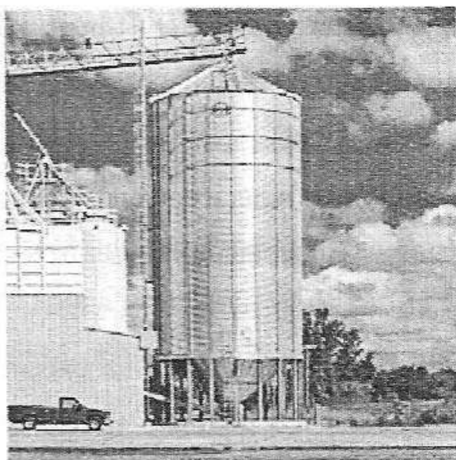


Fig. 12. 40. Silozuri cu fund conic, model Comercial. Pentru instalaţiile comerciale care necesită o descărcare rapidă, GSI oferă o serie de silozuri cu fund conic, de uz comercial, cu capacităţi de până la 53 659 bu. (1513 MT la o densitate a cerealelor de 800 kg/m^3).



Fig. 12. 41. Silozuri pentru stocarea cerealelor umede. GSI oferă peste 60 de modele de silozuri de depozitare a materialelor în vrac şi de silozuri de depozitare a cerealelor umede cu capacităţi ce depăşesc 3000 buşeli.

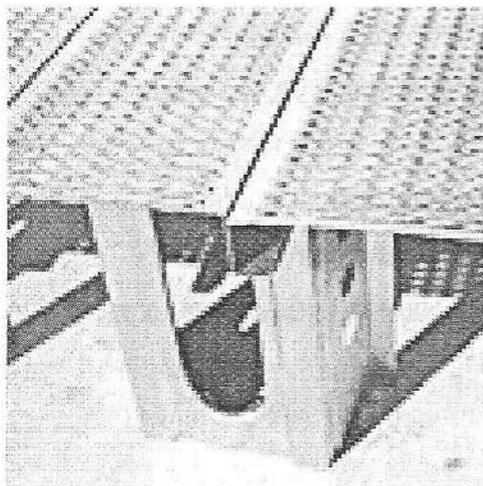
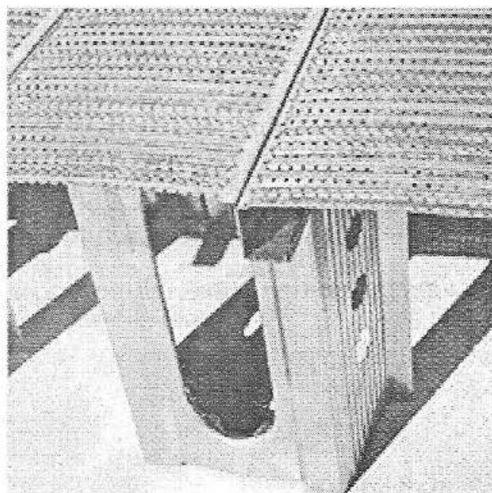


Fig. 12. 42. Podeaua „Cut-Loc" este cea mai rezistentă din oferta GSI. Elementele acesteia au nervuri adânci, cu orificii sub formă de fante realizate prin ştanţare, pe o suprafaţă convexă pentru un maxim de stabilitate şi rezistenţă.

Fig. 12. 43. Podeaua „Cut-Loc", produsă de GSI, este disponibilă în două variante privind grosimea şi prezintă perforaţii circular. Ondulaţia pe toată lăţimea şi suprafaţa netedă în vederea unei curăţări uşoare sunt motivele pentru care aceasta este des solicitată. GSI fabrică de asemenea podeaua „Cor-Loc" cu perforaţii pe perforaţii circulare, care permit depozitarea cerealelor cu bob mărunt.



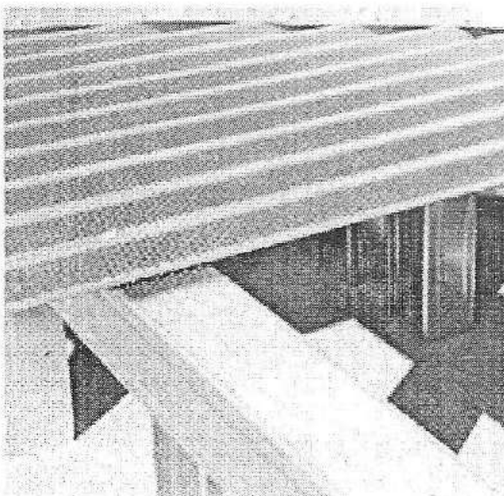


Fig. 12.44. Podea tip „Mono-Rail". Sistemele standard de suporţi de podea „Grandstand" sunt utilizate în cele mai multe cazuri. Totuşi, pentru condiţii de sarcini extrem de mari, GSI oferă un sistem de suporţi cu grinzi exclusiv, de folosit împreună cu elemente de podea foarte rezistente.

Silozuri metalice cu fund conic. Silozurile metalice cu fund conic sunt utilizate în industrii, oferind avantaje în special pentru manipularea materialelor stocate.

Piața comercială oferă două soluții pentru silozuri comerciale cu fund conic, seria NCHT, cu o ondulație a peretelui lateral de 2,66", și seria FCHT, cu ondulație de 4,00" a peretelui lateral. Seria NCHT cuprinde un interval complet de diametre (de la 15' la 36'), de capacități de până la 53 659 bușeli (1513 MT), având fund conic cu diferite înclinații (40, 45 și 60 grade), pentru a corespunde oricărei cerințe posibile de depozitare. Seria FCHT este disponibilă cu o înclinație a părții inferioare de 45 grade și este concepută pentru a acoperi un interval mai specific „intermediar" de capacități, asigurând rezistența și fiabilitatea unui siloz rigidizat și avantajul de preț al unei serii concepute pentru un interval de dimensiuni/capacități limitate. Toate panourile pereților laterali sunt roluite în uzina GSI, din oțel galvanizat, de tip comercial, pentru obținerea unei durabilități sporite.

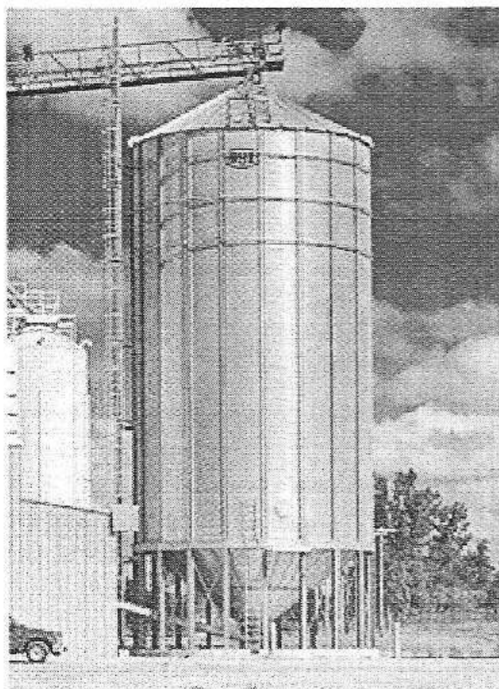


Fig. 12.45. Siloz metalic cu fund conic.

Elemente de rigidizare a recipientului. Montanții de rigidizare GSI pentru silozurile comerciale sunt fabricați din oțel cu rezistența de 65,000 PSI (450 MPA), complet galvanizați, pentru obținerea unei durabilități sporite. Montanții de rigidizare prezintă eclise de îmbinare robuste, cu suprafețe largi ale secțiunii transversale, acestea două fiind elemente esențiale ale elementelor de rigidizare verticale, și sunt instalați câte doi (doi per panou lateral), montați în exterior pentru a transfera sarcina direct pe suporții de la bază.

CHT-urile, produse de GSI, pornesc de la fundația de beton, de la picioarele de susținere, din profile late, sudate în fabrică pe plăci de fundație din oțel rezistent. Picioarele de susținere sunt curățate, acoperite cu un strat de grund și apoi cu unul de vopsea pentru o durabilitate sporită. Fixate cu șuruburi de partea superioară a fiecărui picior sunt cornierele de contravântuire, componente esențiale care îmbină picioarele de susținere, fundul și corpul recipientului într-un tot unitar.

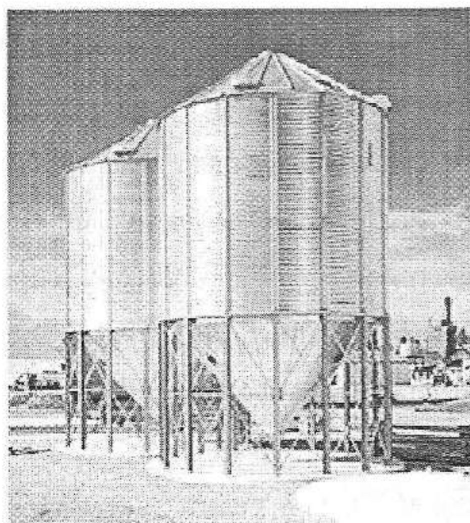


Fig. 12.46. Dispoziția montanților de rigidizare.

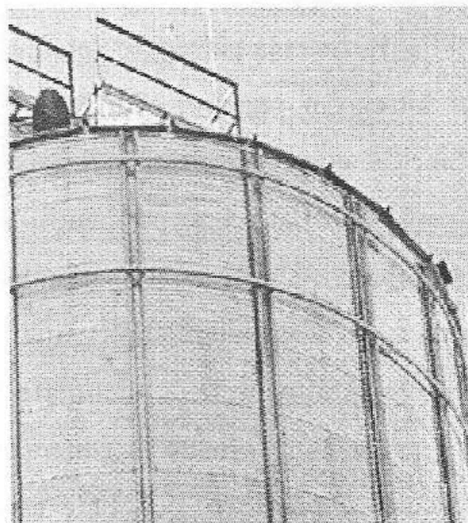


Fig. 12.47. Inele de protecție contra vântului puternic.

Pentru o susținere suplimentară în cazul silozurilor înalte sau al unor regiuni cu vânturi puternice, GSI fabrică inele din oțel galvanizat, care se atașează direct pe elementele de rigidizare ale silozului. Inelele ajută la controlul deplasării panourilor laterale și/sau a elementelor de rigidizare, deplasare provocată de vânturile puternice și care poate cauza pagube considerabile în timp, reducând durata de viață a recipientului.

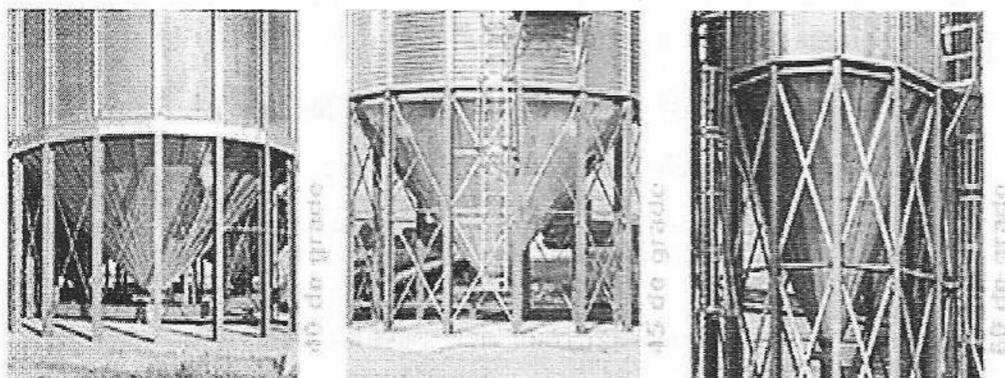


Fig. 12.48. Rezistența pâlniei și opțiunile cu privire la aceasta.

Rezistența pâlniei recipientului este esențială pentru durata de viață a întregului rezervor. Din acest motiv, fiecare panou cu pâlnie este fabricat cu precizie din oțel galvanizat comercial de mare rezistență la tracțiune și este conceput pentru a oferi maximum de susținere când este asamblat. Pâlniile sunt disponibile cu o serie de pante de înclinație, pentru a corespunde dimensiunii corecte a recipientului și aplicației cerute. Atât pâlniile cu înclinație de 40 grade cât și cele cu înclinație de 45 grade sunt folosite în general în cazul majorității grânelor integrale uscate. O pâlnie de 60 grade este deseori folosită pentru „depozitarea grânelor verzi" sau pentru alte aplicații, unde o înclinație de 60 grade este mai potrivită.

ANEXE

Tabelul 12.1

Valorile coeficientului de corectare a presiunilor rezultate din formulele lui Jansen

Elemente de construcție	**Forma**	**Materialul depozitat**	**Nivelul față de bază**	**Valoarea coeficientului de corecție**
Peretele celulei	Secțiune circulară	Toate materialele, în afară de cereale și cărbune	(0...0,65) h_c (0,65...1,0) h_c	2 1
		Cereale	(0...0,15) h_c (0,150,65) h_c (0,65...1,0) h_c	1 2 1
		Cărbuni	(0...1,0) h_c	1
	Secțiune pătrată ($a \leq 4$ m)	Toate materialele	(0...0,65) h_c (0,65...1,0) h_c	2 1
Baza celulei	Toate formele	Toate materialele, în afară de cereale	–	2
		Cereale	–	1

Tabelul 12.2

Caracteristici ale materialelor depozitate în buncăre și silozuri

Denumirea materialelor	**Greutatea specifică aparentă, γ [daN/m²]**	**Unghiul de frecare internă, φ**	**Coeficientul de frecare, *f***
1	2	3	4
Apatită	1900	35	0.600
Bauxită	1250	30	–
Carbid	900	30	–
Cărbune de lemn	1500	30	–
Cartofi	700	30	–
Cafea	700	45	–
Ciment	1700	20	0.299
Cereale	800	30	0.364
Cocs	650	35	0.577
Clincher	1500	30	0.299

Tabelul 12.2 (continuare)

1	2	3	4
Cretă	1400	40	–
Cenuşă de filtru	1500	20	0,630
Clorură de var	700	35	–
Dolomit	1850	40	–
Făină	600	25	–
Făină de peşte	800	45	–
Făină de lemn	250	35	–
Ghips – grosier – măcinat	 1600 1500	 30/ 25	 0,450 0,550
Kieselgur	250	25	-
Lignit – uscat – umed –prăfos –brichete	 800 1000 500 800	 35 30 25 30	 0,431 – – –
Malț	550	20	–
Magnezită	1200	25	0,530
Minereu de cupru	1850	35	–
Minereu de fier	3000	40	0,502
Nisip şi pietriş: – uscat – umed	 1800 2000	 30 30	 0,500 0,400
Nisip de modelare	1100	30	–
Sfeclă de zahăr	700	35	–
Talaj de lemn	200	45	–
Tras măcinat	1500	20	–
Var aerian: – ars in bucăți – ars şi măcinat	 700 700	 45 25	 – –
Var hidraulic – ars în bucăți – ars şi măcinat	 1200 1200	 45 25	 – –
Zahăr	950	35	–
Zgură granulată	1100	25	–

Tabelul 12.3

Factorii de încărcare din formulele lui Jansen,

$$F(h) = 1 - \exp\left(-\frac{fkU}{A}h\right)$$

$\frac{fkU}{A}h$	$F(h)$	$\frac{fkU}{A}h$	$F(h)$	$\frac{fkU}{A}h$	$F(h)$
1	2	3	4	5	6
0,01	0,010	0,53	0,411	1,50	0,777
0,02	0,020	0,54	0,417	1,60	0,798
0,03	0,030	0,55	0,423	1,70	0,817
0,04	0,039	0,56	0,429	1,80	0,835
0,05	0,049	0,57	0,434	1,90	0,850
0,06	0,058	0,58	0,440	2,00	0,865
0,07	0,068	0,59	0,446	2,10	0,878
0,08	0,077	0,60	0,451	2,20	0,889
0,09	0,086	0,61	0,457	2,30	0,900
0,10	0,095	0,62	0,462	2,40	0,909
0,11	0,104	0,63	0,467	2,50	0,918
0,12	0,113	0,64	0,473	2,60	0,926
0,13	0,122	0,65	0,478	2,70	0,933
0,14	0,131	0,66	0,483	1,80	0,939
0,15	0,139	0,67	0,488	2,90	0,945
0,16	0,148	0,68	0,493	3,00	0,950
0,17	0,156	0,69	0,498	3,10	0,955
0,18	0,165	0,70	0,503	3,20	0,959
0,19	0,173	0,71	0,508	3,30	0,963
0,20	0,181	0,72	0,513	3,40	0,967
0,21	0,189	0,73	0,518	3,50	0,970
0,22	0,197	0,74	0,523	3,60	0,973
0,23	0,205	0,75	0,528	3,70	0,975
0,24	0,213	0,76	0,532	3,80	0,978
0,25	0,221	0,77	0,537	3,90	0,980
0,26	0,229	0,78	0,542	4,00	0,982
0,27	0,237	0,79	0,546	5,00	0,993
0,28	0,244	0,80	0,551	6,00	0,998
0,29	0,252	0,81	0,555	7,00	0,999
0,30	0,259	0,82	0,559	8,00	1,000
0, 31	0,267	0,83	0,564		
0,32	0,274	0,84	0,568		
0,33	0,281	0,85	0,573		
0,34	0,288	0,86	0,577		
0,35	0,295	0,87	0,581		
0,36	0,302	0,88	0,585		

Tabelul 12.3 (continuare)

1	2	3	4	5	6
0,37	0,309	0,89	0,589		
0,38	0,316	0,90	0,593		
0,39	0,323	0,91	0,597		
0,40	0,330	0,92	0,601		
0,41	0,336	0,93	0,605		
0,42	0,343	0,94	0,609		
0,43	0,349	0,95	0,613		
0,44	0,356	0,96	0,617		
0,45	0,362	0,97	0,621		
0,46	0,369	0,98	0,625		
0,47	0,375	0,99	0,628		
0,48	0,381	1,00	0,632		
0,49	0,387	1,10	0,667		
0,50	0,393	1,20	0,699		
0,51	0,399	1,30	0,727		
0,52	0,405	1,40	0,753		

Tabelul 12.4

Coeficienții de frecare ai materialelor fără coeziune pe beton și metal

Nr.	Materiale	Pe beton	Pe metal
1.	Azbest	0,55	–
2.	Ghips în bucăți mari (peste 10 cm)	0,45	0,30
3.	Ghips în bucăți mici (sub 10 cm)	0,55	0,35
4.	Alumină	0,50	0,30
5.	Cenușă	0,84	–
6.	Var ars în bucăți mari (peste 10 cm)	0,45	0,30
7.	Var ars în bucăți mici (sub 10 cm)	0,55	0,35
8.	Var ars în pulbere	0,55	0,35
9.	Piatră spartă	0,84	–
10.	Carnalit	0,50	–
11.	Cocs	0,84	0,47
12.	Nisip (ciuruit)	0,58	–
13.	Concentrat de nefelin	0,50	0,30
14.	Nisip de râu	0,84	–
15.	Sodă calcinată	0,50	0,30
16,	Cărbune antracit	0,50	0,30
17.	Cărbune bituminos nesortat	0,60	0,30
18.	Cărbune mărunt și brichete ovoidale	0,65	0,35
19.	Cărbune brun	0,70	0,35
20.	Făină de fosforit	0,50	0,30
21.	Ciment	0,58	0,30

Tabelul 12.5

Coeficienții de corecție a presiunii de calcul, stabilită prin relația Jansen

1.	Pentru calculul la întindere axială al pereților silozurilor circulare izolate de beton armat sau al silozurilor exterioare (adică amplasate pe perimetru) din corpurile de clădiri ale silozurilor	
a.	Pentru treimea superioară a înălțimii peretelui (considerând înălțimea de la partea superioară a fundului până la placa de deasupra silozului)	$a = 1,0$
b.	Pentru partea inferioară a peretelui, pe o distanță de două treimi din înălțimea lui	$a = 2,0$
2.	Idem, pentru silozurile inferioare circulare de beton armat ale corpurilor de clădire formate din mai multe rânduri de silozuri (silozuri multicelulare), pe întreaga înălțime a peretelui	
3.	Pentru calculul la întindere excentrică al pereților silozurilor de beton armat cu secțiunea dreptunghiulară	
a.	Pentru treimea superioară a înălțimii peretelui	$a = 1,0$
b.	Pentru partea inferioară a peretelui, pe distanța de două treimi a înălțimii lui	$a = 1,0$
4.	Pentru calculul la întindere axială al pereților silozurilor circulare metalice	
a.	Pentru treimea superioară a înălțimii peretelui	$a = 1,0$
b.	Pentru partea inferioară a peretelui, pe o distanță de două treimi din înălțimea lui	$a = 2,5$
5.	Pentru calculul pereților și al stâlpilor, la compresiune datorită greutății umpluturii, care se transmite prin frecare, asupra peretelui – pentru întreaga suprafață care vine în contact cu umplutura	$a = 1,0$
6.	Pentru calculul fundurilor de beton armat sub forma unei plăci plane	
a.	Când suprafața conică a fundului pentru evacuarea prin gravitație este amenajată cu zidărie de umplutură	$a = 1,0$
b.	Fără zidărie de umplutură, sau în cazul zidăriei mici de umplutură, cu înclinarea generatoarei până la 10°	$a = 1,5$
7.	Pentru calculul pâlniilor de beton armat și al inelelor lor de reazem	$a = 2,0$
8.	Pentru calculul pâlniilor metalice și al inelelor lor de reazem	$a = 2,5$
9	Pentru calculul stâlpilor care susțin fundurile	$a = 1,0$

Tabelul 12.6

Placă circulară, încărcată cu momentul M_o pe perimetru

Săgeata

$$f=\xi\frac{M_o R^2}{EI}$$

Unghiul de rotire pe reazem:

$$\varphi=\frac{M_o R}{EI}$$

x/R	ξ	x/R	ξ
0	0,5000	0,6	0,3200
0,1	0,4950	0,7	0,2550
0,2	0,4800	0,8	0,1800
0,3	0,4550	0,9	0,0950
0,4	0,4200	1,0	0
0,5	0,3750		

Tabelul 12.7

Placă circulară, încărcată cu sarcina uniform repartizată *p*

x/R	ξ	γ	ν
0	0,0781	0,1875	0,1875
0,1	0,0772	0,1856	0,1869
0,2	0,0744	0,1800	0,1850
0,3	0,0698	0,1706	0,1819
0,4	0,0636	0,1575	0,1775
0,5	0,0557	0,1406	0,1719
0.6	0.0464	0.1200	0,1650
0,7	0.0359	0,0956	0,1569
0.8	0.0246	0,0675	0,1475
0.9	0.0124	0.0356	0.1369
1.0	0	6	0.1250

Tabelul 12.8

Sarcină inelară *P* pe o placă circulară

	Momentul radial: $M_r = \gamma P r$ Momentul tangențial: $M_t = \vartheta\, P r$	Săgeata: $f = \xi \dfrac{PR^2 r}{EI}$ Momentul de încastrare pe reazem: $M_{reaz} = -mP$

	x/R	Raportul dintre raza sarcinii şi raza plăcii (r/R)										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ξ pentru săgeată	0	0,3750	0,3655	0,3439	0,3142	0,2783	0,2379	0,1940	0,1476	0,0993	0,0499	0
	0,1	0,3655	0,3585	0,3387	0,3090	0,2750	0,2353	0,1919	0,1460	0,0983	0,0494	0
	0,2	0,3439	0,3387	0,3230	0,2976	0,2650	0,2272	0,1857	0,1414	0,0953	0,0478	0
	0,3	0,3142	0,3100	0,2976	0,2768	0,2483	0,2139	0,1753	0,1338	0,0902	0,0454	0
	0,4	0,2783	0,2750	0,2650	0,2463	0,2249	0,1952	0,1608	0,1231	0,0832	0,0419	0
	0,5	0,2379	0,2353	0,2272	0,2139	0,1952	0,1712	0,1421	0,1093	0,0741	0,0374	0
	0,6	0,1194	0,1919	0,1857	0,1753	0,1608	0,1421	0,1192	0,0925	0,0630	0,0319	0
	0,7	0,1476	0,1460	0,1414	0,1338	0,1231	0,1093	0,0925	0,0726	0,0499	0,0254	0
	0,8	0,0993	0,0983	0,0953	0,0902	0,0832	0,0741	0,0630	0,0499	0,0348	0,0178	0
	0,9	0,0499	0,0494	0,0479	0,0454	0,0419	0,0374	0,0319	0,0254	0,0178	0,0098	0
	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
γ pentru momentul radial	0	-	1,3988	1,0444	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,1	1,1513	1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,2	0,8047	0,8647	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,3	0,6020	0,7030	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0,1002	0
	0,4	0,4581	0,4713	0,5106	0,5763	0,681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,5	0,3466	0,3541	0,3766	0,4141	0,4666	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,6	0,2554	0,2599	0,2732	0,2954	0,3265	0,3665	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,7	0,1783	0,1869	0,1887	0,2018	0,2200	0,2434	0,2720	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,8	0,1116	0,1130	0,1172	0,1242	0,1341	0,1467	0,1622	0,1805	0,2016	0,1002	0
	0,9	0,527	0,053	0,0550	0,0580	0,0621	0,0673	0,0738	0,0814	0,0902	0,1002	0
	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ν pentru momentul tangențial	0		1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,1	1,6513	1,3988	1,0447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,2	1,3047	1,2397	1,9447	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,3	1,1020	1,0717	0,9810	0,8295	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,4	0,9581	0,9400	0,8856	0,7950	0,6681	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,5	0,8466	0,8341	0,7966	0,7341	0,6466	0,5341	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,6	0,7554	0,7460	0,7176	0,6704	0,6043	0,5193	0,4154	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,7	0,6783	0,6707	0,6479	0,6099	0,5567	0,4883	0,4047	0,3058	0,2016	0,1002	0
	0,8	0,6116	0,6052	0,5859	0,5539	0,5091	0,4514	0,3869	0,2977	0,2016	0,1002	0
	0,9	0,5528	0,5471	0,5503	0,5024	0,4633	0,4130	0,3516	0,2789	0,1951	0,1002	0
	1,0	0,500	0,4950	0,4800	0,4550	0,4200	0,3750	0,3200	0,2550	0,1800	0,0950	0
m	1,0	0,5000	0,4950	0,4890	0,4550	0,4200	0,3750	0,3200	0,2550	0,1800	0,0950	0

Tabelul 12.9

Sarcină inelară pe o placă în formă de coroană circulară

P(kg/m), R, r, M_r, M_t	Momentul radial: $M_r = \gamma P_r$ Momentul tangenttial: $M_t = \vartheta\, P_r$	Săgeata: $f = \xi \dfrac{PR^2 r}{EI}$ Momentul de încastrare pe reazem: $M_{reaz.} = -\,mP_r$

	x/R	Raportul dintre raza golului circular și raza plăcii (r/R)										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ξ pentru săgeată	0	0,3750	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,1	0,3655	0,3980	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,2	0,3439	0,3682	0,4140	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,3	0,3142	0,3334	0,3698	0,4129	–	–	–	–	–	–	–
	0,4	0,2783	0,2939	0,3231	0,3579	0,3950	–	–	–	–	–	–
	0,5	0,2379	0,2503	0,2737	0,3015	0,3311	0,3613	–	–	–	–	–
	0,6	0,1940	0,2037	0,2219	0,2435	0,2665	0,2900	0,3131	–	–	–	–
	0,7	0,1476	0,1547	0,1681	0,1840	0,2009	0,2183	0,2354	0,2524	–	–	–
	0,8	0,0993	0,1040	0,1128	0,1233	0,1345	0,1459	0,1572	0,1684	0,1793	–	–
	0,9	0,0499	0,0522	0,0566	0,0618	0,674	0,0731	0,0787	0,0842	0,0987	0,0949	–
	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
γ pentru momentul radial	0	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,1	1,1513	0	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,2	0,8047	0,5256	0	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,3	0,6020	0,4844	0,2630	0	–	–	–	–	–	–	–
	0,4	0,4581	0,3971	0,2821	0,1456	0	–	–	–	–	–	–
	0,5	0,3466	0,3117	0,2460	0,1680	0,0848	0	–	–	–	–	–
	0,6	0,2554	0,2347	0,1958	0,1495	0,1003	0,0500	0	–	–	–	–
	0,7	0,1783	0,1662	0,1662	0,1434	0,1164	0,0875	0,0581	0,0288	0	–	–
	0,8	0,1116	0,1050	0,0927	0,0781	0,0625	0,0466	0,0308	0,0152	0	–	–
	0,9	0,0527	0,0448	0,0387	0,0322	0,0256	0,0190	0,125	0,0061	0	–	
	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ν pentru momentul tangențial	0	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,1	1,6513	2.8259	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,2	1,3047	1,6071	2,1765	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,3	1,1020	1,2428	1,5081	1,8230	–	–	–	–	–	–	–
	0,4	0,9581	1,0425	1.2012	1,3898	1,5908	–	–	–	–	–	–
	0,5	0,8466	0,9047	1,0142	1,1442	1,2829	1,4242	–	–	–	–	–
	0.6	0,7554	0.7993	0.8821	0.9803	1.0851	1.1918	1.2982	–	–	–	–
	0.7	0.6783	0.7137	0.7803	0.8594	0.9437	1,0296	1.1152	1,1993	–	–	–
	0.8	0.6116	0.6414	0.6975	0.7641	0.8352	0.9076	0.9797	1.0506	1.1199	–	–
	0.9	0.5528	0.5787	0.6276	0.6857	0.7477	0.8108	0.8737	0.9355	0.9959	1.0546	–
	1.0	0.5000	0.5233	0.5671	0.6191	0.6745	0.7310	0.7873	0.8247	0.8967	0.9492	1.0000
m	1.0	0.5000	0.5233	0.5671	0.6191	0.6745	0.7310	0.7873	0.8427	0.8967	0.9492	1.0000

Tabelul 12.10

Placă în formă de coroană circulară încărcată cu momentul M_0 aplicat pe perimetrul golului

	Momentul radial: $M_r = \gamma M_o$ Momentul tangențial: $M_t = \vartheta M_o$	Săgeata: $f = \xi \frac{M_0 R^2}{EI}$ Momentul de încastrare pe reazem: $M_{reaz.} = m M_0$

	x/R	Raportul între raza golului și raza plăcii (r/R)										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ξ pentru săgeată	0	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,1	0	–0,0283	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,2	0	–0,0211	–0,0871	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,3	0	–0,0168	–0,0691	–0,1641	–	–	–	–	–	–	–
	0,4	0	–0,0135	0,0557	–0,1322	–0,2545	–	–	–	–	–	–
	0,5	0	–0,0108	–0,0445	–0,1056	–0,2035	–0,3560	–	–	–	–	–
	0,6	0	–0,0084	–0,0346	–0,0822	–0,1583	–0,2769	–0,4673	–	–	–	–
	0,7	0	–0,0062	–0,0255	–0,0605	–0,1165	–0,2039	–0,3441	–0,5877	–	–	–
	0,8	0	–0,0041	–0,0168	–0,0399	–0,0768	–0,1344	–0,2266	–0,3875	–0,7167	–	–
	0,9	0	–0,0020	–0,0083	–0,0198	–0,0382	–0,0668	–0,1127	–0,1925	0,3562	–0,8542	–
	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	–
γ pentru momentul radial	0	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,1	0	1,0000	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,2	0	0,2424	1,0000	–	–	–	–	–	–	–	—
	0,3	0	0,1021	0,4213	1,0000	–	–	–	–	–	–	—
	0,4	0	0,053	00,2187	0,5192	1,0000	–	–	–	–	–	–
	0,5	0	0,0303	0,1250	0,2967	0,5714	1,0000	–	–	–	–	–
	0,6	0	0,0180	0,0741	0,1758	0,3386	0,5926	1,0000	–	–	–	–
	0,7	0	0,0105	0,0434	0,1029	0,1983	0.3469	0,5855	1,0000	–	–	–
	0,8	0	0,0057	0,0234	0,0556	0.1071	0,1875	0,3164	0,5404	1,0000	–	–
	0,9	0	0.0024	0,0098	0,0232	0,0447	0.0782	0,1319	0,2254	0,5278	1,0000	–
	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ν pentru momentul tangențial	0	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,1	0	–1,0202	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,2	0	–0,2626	–1,0833	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,3	0	–0,1223	–0,5046	–1,1978	–	–	–	–	–	–	–
	0,4	0	–0,0732	–0,3021	–0,7170	–1,3810	–	–	–	–	–	–
	0,5	0	–0,0505	–0,2085	–0,4945	–0,9524	–1,6667	–	–	–	–	–
	0,6	0	–0,0382	–0,1574	–0,3736	–0,7196	–1,2593	–2,125	–	–	–	–
	0,7	0	–0.0337	–0.1267	–0.3007	–0,5729	–1.0136	–1,7105	–2,9216	–	–	–
	0,8	0	–0,0259	–0,1068	–0,2534	–0.4881	–0,8542	–0,4414	–2,4620	–4,5554	–	–
	0,9	0	–0,0226	–0,0931	–0,2210	–0,4256	–0,7449	–1,2569	–2.1469	–3,9724	–9.5262	–
	1,0	0	–0.0202	–0,0833	–0,1978	–0,3810	–0,6667	–1.125	–1,9216	–3,5554	–8.5262	–
m			–0.202	–0,0833	–0,1978	–0.6667	–1,125	–1,9216	–3,5554	–8,5262	–	

Tabelul 12.11

Placă în formă de coroană circulară încărcată cu momentul M_0 aplicat pe perimetrul exterior

	Momentul radial: $M_r = \gamma M_0$ Momentul tangențial: $M_t = \vartheta M_0$	Sageata: $f = \xi \frac{M_0 R^2}{EI}$ Unghiul de rotire pe reazem: $\varphi = n \frac{M_0 R}{EI}$

	x/R	Raportul dintre raza golului și raza plăcii (r/R)										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ξ pentru săgeată	0	1,000	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,1	0,950	0,5233	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,2	0,800	0,4910	0,5566	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,3	0,550	0,4718	0,5241	0,6191	–	–	–	–	–	–	–
	0,4	0,200	0,4335	0,4757	0,5522	0,6746	–	–	–	–	–	–
	0,5	0,750	0,3858	0,4195	0,4806	0,5784	0,7310	–	–	–	–	–
	0,6	0,200	0,3284	0,3546	0,4022	0,4782	0,5969	0,7833	–	–	–	–
	0,7	0,550	0,2612	0,2805	0,3165	0,3715	0,4589	0,5960	0,8127	–	–	–
	0,8	0,800	0,1841	0,1968	0,2199	0,2568	0,3144	0,4047	0,5673	0,8967	–	–
	0,9	0,950	0,0970	0,1033	0,1148	0,1332	0,1618	0,2066	0,2875	0,4512	0,9192	–
	1,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	–
γ pentru momentul radial	0	1,0000	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,1	1,0000		–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,2	1,0000	0		–	–	–	–	–	–	–	—
	0,3	1,0000	0,7576	0	–	–	–	–	–	–	–	—
	0,4	1,0000	0,8979	0,5787	0	–	–	–	–	–	–	–
	0,5	1,0000	0,9697	0,8750	0,7033	0,4286	–	–	–	–	–	–
	0,6	1,0000	0,9820	0,9259	0,7033	0,4286	0	–	–	–	–	–
	0,7	1,0000	0,9895	0,9566	0,8971	0,8017	0,6531	0,4145	0	–	–	–
	0,8	1,0000	0,9943	0,9766	0,9444	0,8929	0,8125	0,6836	0,4596	0	–	–
	0,9	1,0000	0,9976	0,9902	0,9768	0,9553	0,9218	0,8681	0,7746	1,0000	0	–
	1,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,000

Tabelul 12.11 (continuare)

	x/R	Raportul între raza golului și raza plăcii (r/R)										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
v pentru momentul tangențial	0	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,1	1,0000	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,2	1,0000	2,0202	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,3	1,0000	1,2626	2,0833	–	–	–	–	–	–	–	–
	0,4	1,0000	1,1223	1,5046	2,1978	–	–	–	–	–	–	–
	0,5	1,0000	1,0732	1,3021	1,7170	2,3810	–	–	–	–	–	–
	0,6	1,0000	1,0505	1,2083	1,4945	1,9524	2,6667	–	–	–	–	–
	0,7	1,0000	1,0307	1,1267	1,3007	1,5792	2,0136	2,7104	3,9216	–	–	–
	0,8	1,0000	1,0259	1,1068	1,2534	1,4881	1,8542	2,4414	3,4620	5,5556	–	–
	0,9	1,0000	1,0226	1,0931	1,2210	1,4256	1,7448	2,2769	3,1469	4,9726	10,5264	–
	1,0	1,0000	1,0202	1,0833	1,1978	1,3810	1,6667	2,1250	2,9216	4,5556	9,5264	–
m	1,0	1,0000	1,0202	1,0833	1,1978	1,3810	1,6667	2,1250	2,9216	4,5556	9,5264	

13.

BUNCĂRE

13.1. Elemente generale

Buncărele sunt depozite din care materialele se descarcă prin cădere liberă şi sunt destinate păstrării pe scurtă durată a materialelor fără coeziune. Buncărele sunt construcţii la care raportul dintre înălţime şi una dintre laturi este mai mic decât 1,5. La buncăre se deosebesc două părţi: partea inferioară, în formă de pâlnie sau jgheab, formată din pereţi înclinaţi şi care serveşte la descărcarea buncărului prin cădere liberă, şi partea superioară, prismatică, formată din pereţi verticali care asigură capacitatea necesară.

Aceste construcţii pot fi amplasate în interiorul sau exteriorul unei construcţii. Buncărele pot fi acoperite, descoperite, cu o celulă sau cu mai multe celule.

Forma buncărelor se stabileşte în funcţie de amplasarea gurilor de descărcare, de gabaritele mijloacelor de transport, capacitate, amplasarea elementelor structurii de rezistenţă.

13.2. Calculul buncărelor din beton armat

Rigiditatea buncărelor este mai mare decât a scheletului de susţinere, aspect ce se manifestă în redistribuirea eforturilor în nodurile de racordare. Calculul buncărelor se efectuează prin metode aproximative, deformaţiile

suferite de pereți sub acțiunea sarcinilor exterioare examinându-se independent.

Pereții se calculează la presiunea materialului stocat, datorită conținutului buncărului care provoacă întinderea pe două direcții și încovoierea locală în planul fețelor. Totodată, pereții participă la încovoierea generală a construcției spațiale a buncărului sub acțiunea sarcinilor și a reacțiunii reazemelor. Ca urmare a acestor solicitări apar eforturi tangențiale (în planul fețelor) și momente încovoietoare.

Într-un buncăr simetric, izolat, având în plan formă pătrată, nu apar eforturi tangențiale în muchiile verticale și înclinate de la intersecția pereților atunci când se găsesc în condiții egale de încărcare și încovoiere. La suprafețele prismatice, care converg sub unghiuri apropiate de 90°, momentele încovoietoare, care acționează în plan perpendicular pe muchie, influențează foarte puțin starea generală de solicitare a suprafeței prismatice. Extinzând principiul enunțat și la buncărele simetrice, se poate trage concluzia că pentru determinarea aproximativă a stării de solicitare a pereților buncărelor pătrate simetrice este suficientă examinarea unei singure muchii laterale, alcătuită din peretele înclinat și cel vertical.

În funcție de redistribuirea eforturilor în elemente, buncărele se împart în patru grupe:

– *buncăre tip pâlnie;*

– *buncăre joase,* $H < l/2$;

– *buncăre înalte,* $H \geq l/2$;

– *buncăre de tip jgheab, alcătuite din plăci dreptunghiulare având raportul dintre lungime și lățime mai mare decât 2.*

Etapele necesare determinării stării de eforturi și tensiuni sunt:

– determinarea eforturilor de întindere de-a lungul pantei;

– determinarea eforturilor de întindere orizontale;

– determinarea eforturilor datorită încovoierii locale a plăcilor în planul lor;

– determinarea eforturilor datorită încovoierii generale a buncărului.

Calculul primelor trei categorii de eforturi se face la fel pentru toate tipurile de buncăr, în schimb metodele de calcul la încovoiere generală sunt diferite. La buncărele la care peretele vertical servește în același timp ca riglă de cadru, calculul secțiunii trebuie făcut pentru efortul rezultant prin însumarea eforturilor obținute din calculul buncărului și al cadrului.

Înainte de efectuarea calculului eforturilor, se face calculul geometric, stabilindu-se volumul, centrul de greutate.

13.2.1. Determinarea presiunii materialelor pe pereții buncărului

Materialele care pot fi depozitate în buncăre se împart în două categorii: materiale fără coeziune și materiale cu coeziune, saturate cu aer sau cu apă.

Presiunea materialelor cu coeziune pe pereții buncărului se determină ca pentru lichide:

$$p = \gamma \cdot h$$

unde: γ este greutatea specifică a materialului; h – adâncimea de la partea superioară a buncărului până la punctul în care se determină presiunea.

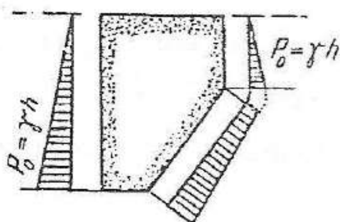


Fig. 13.1. Diagrama presiunii exercitate pe pereții buncărului de către materialele fără coeziune.

Presiunea materialelor fără coeziune (fig. 13.1) are în vedere o ipoteză, și anume, se consideră că frecarea pe pereții pâlniei buncărului nu influențează valoarea presiunii. Valoarea presiunii materialului pe pereții verticali se determină astfel:

$$p_0 = \gamma \, h \, k$$

unde: γ este greutatea specifică aparentă a materialului fără coeziune; h – adâncimea umpluturii; $k = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$ – coeficientul presiunii laterale, unde φ este unghiul de frecare interioară (conform tabelului 13.1).

Tabelul 13.1

Caracteristicile materialelor fără coeziune

Materiale	Greutate specifică aparentă[1] [kg/m³]	Unghiul taluzului natural, φ	$k = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$
1	2	3	4
Aglomerat de minereu de fier	1700-2000	45	0-17
Argilă udă	1900-2000	20-25	0,49-0,41
Argilă umedă	1650-1800	27-45	0,38-0,17
Argilă uscată	1500-1600	40-50	0,218-0,13
Alumină	1110-1300	30-35	0,33-0,27
Pietriș ud	1900-2000	25	0,41
Pietriș uscat	1800	3-45	0,33-0,17
Ghips cu granulație mare	1400	30	0,33
Ghips cu granulație fină	1300	40	0,218
Dolomită 60 mm	1680-1740	40	0,218
Pământ ud	1700	28	0,41
Pământ umed	1600	45	0,17
Pământ uscat vegetal	1200	29	0,35
Cenușă uscată de cărbune	640-720	15	0,59
Var ars	800-1100	30-45	0,33-0,17
Var stins în praf	600-700	30-45	0,33-0.17
Calcar fărâmițat	1400-1700	35-45	0,27-0,17
Carnalit deshidratat	700-800	35-40	0,27-0,22
Cocs	450-750	30-50	0,33-0,13
Criolit	900-1000	25-30	0,42-0,33
Clincher de ciment	1400	33	0.30
Carbid	900	28	0.36

Tabelul 13.1 (continuare)

1	2	3	4
Cuarț 50 mm	1570-1560	40	0,27
Marnă	1250	30-45	0,33-0,17
Minereu de mangan (din Ciatura)	1800-2000	45	0,17
Magnezită în praf	2100-2150	40	0,22
Concentrat de nefelină	1300-2150	35-40	0,27-0,22
Scorie	1900-2100	30-35	0,35-0,27
Nisip mare uscat	1500-1600	30-35	0,33-0,27
Nisip fin uscat	1600-1650	30-35	0,33-0,27
Nisip cu umiditate naturală	1800	40	0,218
Nisip fin cu umiditate până la saturație	2000	20	0,49
Praf de cărbune	700	15	0,589
Minereu de fier	1800-2000	40	0,217
Minereu de fier: magnetită	500-3500	45	0,171
Minereu de fier: hematită	2000-2800	45	0,171
Minereu de fier: limonită	1200-2000	45	0,171
Sodă calcinată	520-620	40	0,218
Material vechi pentru topire: mare, în bloc, de fontă	2900-3200	55	0,099
Sare gemă	1850	40	0,218
Turbă în bucăți	750	30	0,333
Turbă în freză	650	30	0,333
Cărbune de pământ nesortat (brut)	950	30	0,333
Cărbune fărâmițat	800	35	0,27
Cărbune bituminizat și nesortat	900	35-45	0,27-0,17
Cărbune mărunt și în brichete ovoide	750	30-45	0,33-0,17
Cărbune brun	620	35-50	0,27-0,13
Făină de fosforită	1300-1800	40-45	0,22-0,17
Fluorură de aluminiu	800-900	35-40	0,27-0,22
Zgură uscată	850	35	0,27
Ciment	1600	30	0,33

[1] Valorile coeficientului $m = \cos^2\alpha + k \sin^2\alpha$ pentru diferite unghiuri de înclinare (α) a peretelui și unghiuri de frecare interioară (α) a materialului necoeziv.

Presiunea materialului fără coeziune pe pereții înclinați ai buncărului se consideră ca o presiune pe suprafața înclinată:

$$p_n = \gamma \cdot h \cdot m,$$

unde: $m = \cos^2\alpha + k\sin^2\alpha$ – coeficient ce caracterizează legea eliptică de variație a presiunii, în funcție de unghiul α de înclinare a suprafeței față de orizontală.

În tabelul 13.2 se dau valorile coeficientului m pentru diferite unghiuri de înclinare α.

Greutatea specifică aparentă γ a materialelor fără coeziune variază cu adâncimea. La depozitări îndelungate, greutatea specifică aparentă crește.

Cauza principală a formării bolților la materialele fără coeziune în buncăre este îndesarea lor cu trecerea timpului și frecarea materialelor de pereții buncărelor.

Dacă se are în vedere faptul că presiunea materialelor fără coeziune este mai mare pe pereții înclinați decât pe cei verticali (fig. 13.2; 13.3), atunci rezultă că la buncăre, influența forțelor de frecare a materialelor de pereții pâlniilor este mai mare asupra presiunii normale decât în cazul silozurilor.

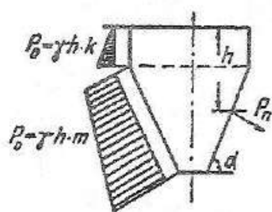


Fig. 13.2. Diagrama presiunii materialelor fără coeziune pe pereții buncărului.

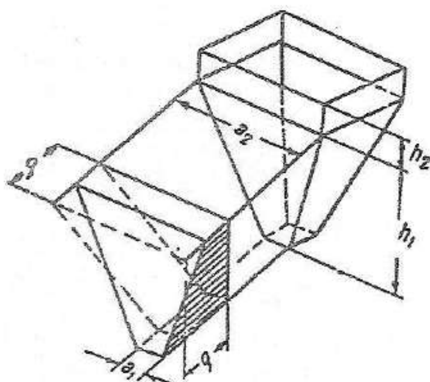


Fig. 13.3. Diagrama volumetrică a presiunii pe peretele pâlniei.

Tabelul 13.2

Valorile coeficientului *m*

α	$\cos^2\alpha$	$\sin^2\alpha$	Valorile lui *m* pentru $\varphi =$										
			20^0	22^0	25^0	27^0	30^0	33^0	35^0	38^0	40^0	45^0	50^0
20^0	0,883	0,117	0,940	0,936	0,930	0,927	0,922	0,917	0,915	0,911	0,908	0,903	0,900
25^0	0,821	0,179	0,909	0,902	0,893	0,888	0,881	0,873	0,869	0,863	0,860	0,852	0,846
30^0	0,750	0,250	0,872	0,864	0,852	0,884	0,833	0,824	0,818	0,809	0,794	0,793	0,785
35^0	0,671	0,329	0,831	0,821	0,805	0,795	0,782	0,768	0,760	0,749	0,742	0,727	0,717
40^0	0,587	0,413	0,789	0,775	0,755	0,742	0,725	0,709	0,697	0,685	0,677	0,657	0,645
42^0	0,552	0,418	0,772	0,756	0,734	0,720	0,701	0,684	0,673	0,659	0,648	0,329	0,615
44^0	0,517	0,183	0,753	0,737	0,713	0,699	0,678	0,560	0,648	0,632	0,622	0,600	0,584
46^0	0,789	0,517	0,736	0,718	0,693	0,678	0,655	0,636	0,629	0,606	0,595	0,571	0,565
48^0	0,448	0,552	0,719	0,700	0,672	0,655	0,632	0,611	0,598	0,580	0,568	0,533	0,525
50^0	0,413	0,587	0,701	0,680	0, 651	0,634	0,608	0,586	0,572	0,553	0,540	0,513	0,495
52^0	0,379	0,621	0,684	0,662	0,631	0,613	0,586	0,562	0,547	0,527	0,514	0,786	0,466
54^0	0,345	0,655	0,666	0,643	0,611	0,591	0,563	0,538	0,522	0,501	0,487	0,457	0,437
56^0	0,313	0,687	0,649	0,626	0,592	0,571	0,542	0,516	0,500	0,477	0,462	0,430	0,409
58^0	0,281	0,719	0,633	0,608	0,573	0,551	0,520	0,493	0,476	0,452	0,437	0,408	0,382
60^0	0,250	0,750	0,617	0,591	0,555	0,532	0,500	0,471	0,453	0,429	0,413	0,378	0,355
62^0	0,220	0,780	0,602	0,575	0,537	0,513	0,480	0,450	0,431	0,406	0,389	0,354	0,329
64^0	0,192	0,808	0,588	0,560	0,520	0,496	0,461	0,430	0,411	0,385	0,367	0,330	0,305
66^0	0,165	0,735	0,574	0,545	0,504	0,479	0,443	0,411	0,391	0,364	0,346	0,308	0,282
68^0	0,140	0,860	0,561	0,531	0,490	0,463	0,426	0,394	0,379	0,345	0,327	0,287	0,260
70^0	0,117	0,883	0,550	0,520	0,476	0,449	0,412	0,377	0,356	0,309	0,268	0,268	0,241

Ipotezele simplificatoare considerate permit determinarea directă a presiunii medii de calcul uniform repartizate:

$$q = \gamma\, h_1 \frac{m}{3}\left(1 + \frac{\alpha_1}{\alpha_1 + \alpha_2} + 3\frac{h_2}{h_1}\right)$$

$$m = \cos^2\alpha + k\,\sin^2\alpha$$

unde: γ este greutatea specifică aparentă; h_1, h_2, α_1, α_2 – dimensiunile geometrice ale buncărului.

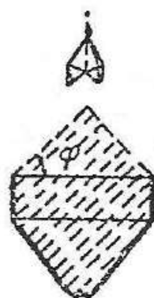


Fig. 13.4. Schema supraîncărcării unui buncăr descoperit.

Atunci când încărcarea buncărului se face de la înălțimi mari, direct din vagoanele basculante (cu ajutorul graiferelor), se recomandă mărirea sarcinii de calcul introducând coeficientul dinamic ψ. Când capacitatea buncărului este relativ mică, ψ = 1,4, iar când dimensiunile sunt mai mari, ψ = 1. Pentru cazuri intermediare se acceptă considerarea unei valori medii pentru ψ.

13.2.2. Determinarea eforturilor de întindere în pereții buncărelor

Sub acțiunea presiunii pe pereții buncărelor și a greutății proprii a pereților înclinați, în acestea se produc eforturi de întindere.

În calcul, pentru determinarea prealabilă a greutății proprii a pereților pâlniilor se poate lua ca bază o grosime egală cu 1/25 din dimensiunea cea mai mică.

Componenta normală a greutății proprii a peretelui înclinat poate fi calculată cu formula:

$$q_n = q\cos\alpha,$$

în care: q este greutatea proprie a peretelui; α – unghiul de înclinare a peretelui față de orizontală.

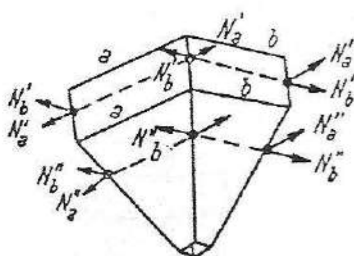


Fig. 13.5. Schema eforturilor de întindere orizontale.

Efortul orizontal de întindere care apare în partea prismatică a buncărului (fig. 13.5) se determină cu relația:

$$N_a' = \frac{p_n \cdot b'}{2},$$

iar în pereții pâlniei se determină cu relația:

$$N_a'' = \frac{p_n \cdot b}{2} \sin \alpha_1$$

în care: p_n este presiunea normală pe pereții verticali ai deschiderii b, la nivelul respectiv, și egală cu γh, pentru materiale cu coeziune, și γhk, pentru materiale fără coeziune; b – deschiderea pereților alăturați.

Eforturile N' și N'' se obțin pe unitatea de lungime a secțiunii teoretice a peretelui, măsurată pe pantă. Când pâlniile sunt asimetrice, efortul N'' se determină pentru ambele capete ale fâșiei calculate. Pentru secțiunea din mijlocul deschiderii, efortul de calcul se consideră egal cu semisuma eforturilor de la capete.

De-a lungul pantei pâlniei se dezvoltă eforturi de întindere, iar în pereții părții prismatice a buncărului, eforturi verticale, care caută să smulgă pâlnia.

Eforturile de întindere de-a lungul pantei de pe fiecare perete se concentrează spre reazemele de colț (fig. 13.6).

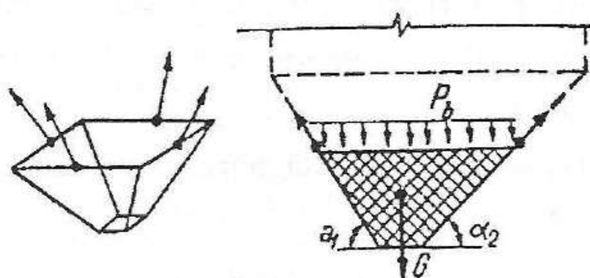


Fig. 13.6. Schema eforturilor de întindere „de-a lungul pantei" pereților pâlniei.

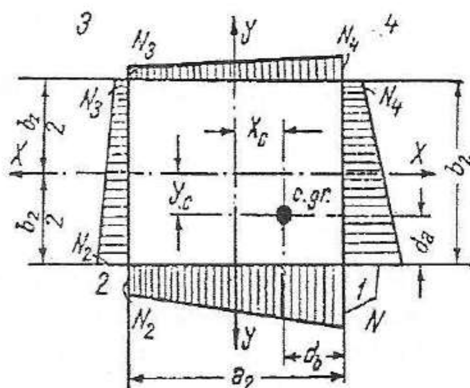


Fig. 13.7. Redistribuirea sarcinilor într-un buncăr asimetric.

Eforturile de întindere în pereții verticali ai buncărelor la nivelul secțiunii superioare a pâlniei se determină astfel:

$$N_1 = \frac{G}{2(a_2 + b_2)} t_x t_y$$

$$N_2 = \frac{G}{2(a_2 + b_2)} (2 - t_x) t_y$$

$$N_3 = \frac{G}{2(a_2 + b_2)} (2 - t_x)(2 - t_y)$$

$$N_4 = \frac{G}{2(a_2 + b_2)} t_x (2 - t_y)$$

Coeficienții de redistribuire t_x și t_y din formulele de mai sus se determină conform tabelului 13.3.

Eforturile de-a lungul pantei pâlniei se determină prin împărțirea valorilor N calculate la sinusul unghiului de înclinare a pereților față de orizontală.

Valorile coeficienților t_x și t_y prezentați în tabelul 13.3 sunt calculate astfel:

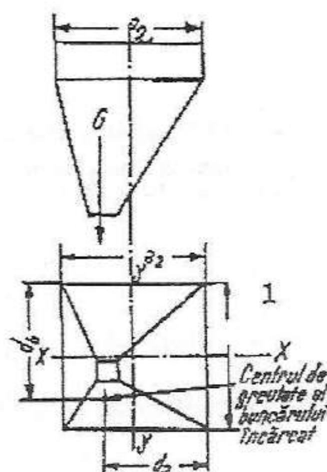
$$t_x = 1 \pm \frac{6x_c(a_2 + b_2)}{a_2(a_2 + 3b_2)}; \quad t_y = 1 \pm \frac{6y_c(a_2 + b_2)}{b_2(b_2 + 3a_2)},$$

unde: x_c, y_c sunt coordonatele centrului de greutate, iar semnul plus se ia pentru pereții cei mai apropiați de centrul de greutate.

Tabelul 13.3

Coeficienţii de redistribuire t_x şi t_y

t_x – coeficientul pentru pereţii paraleli cu axa Y;
t_y – coeficientul pentru pereţii paraleli cu axa X;
d_a şi d_b – distanţa dintre centrul de greutate al buncărului şi pereţii care trec prin punctul *1*.



$\frac{d_a}{a_2}$	Coeficienţii t_x			$\frac{d_b}{b_2}$	Coeficienţii t_y		
	$\frac{a_2}{b_2}=1,0$	$\frac{a_2}{b_2}=1,5$	$\frac{a_2}{b_2}=2,0$		$\frac{a_2}{b_2}=1,0$	$\frac{a_2}{b_2}=1,5$	$\frac{a_2}{b_2}=2,0$
0,30	1,600	1,666	1,720	0,30	1,600	1,545	1,514
0,35	1,450	1,500	1,540	0,35	1,450	1,409	1,386
0,40	1,300	1,333	1,360	0,40	1,300	1,272	1,257
0,45	1,150	1,166	1,180	0,45	1,150	1,136	1,129
0,50	1,000	1,000	1,000	0,50	1,000	1,000	1,000
0,55	0,850	0,834	0,820	0,55	0,850	0,864	0,871
0,60	0,700	0,667	0,640	0,60	0,700	0,728	0,743
0,65	0,550	0,500	0,460	0,65	0,550	0,591	0,614
0,70	0,400	0,334	0,280	0,70	0,400	0,455	0,485

Încărcările G_1, G_2, G_3, G_4 care se transmit asupra stâlpilor (eşafodajului de susţinere) se determină pe baza greutăţii proprii şi a umpluturii G, astfel:

$$G_1 = \frac{G}{4} t_x t_y\,; \quad G_3 = \frac{G}{4}(2-t_x)(2-t_y)$$

$$G_2 = \frac{G}{4}(2-t_x) t_y\,; \quad G_4 = \frac{G}{4} t_x (2-t_x)$$

unde t_x, t_y sunt determinaţi în raport cu specificaţia anterioară.

13.2.3. Determinarea eforturilor din încovoiere locală

Eforturile din încovoiere locală ce acționează în planul fiecărei fețe a buncărului se determină prin considerarea componentelor normale ale presiunii umpluturii asupra pereților.

Pereții părții prismatice a buncărului se calculează la încovoiere locală sub acțiunea presiunii normale ca plăci-grinzi sau ca plăci rezemate pe contur (în funcție de raportul h/a). Dacă $h/a \leq 0,5$, peretele se calculează ca o grindă cu deschiderea egală cu înălțimea h. În cazul în care $0,5 < h/a < 2$, peretele se calculează ca o placă rezemată pe contur.

Când raportul $h/a \geq 2$, peretele se calculează ca o placă cu deschiderea egală cu a.

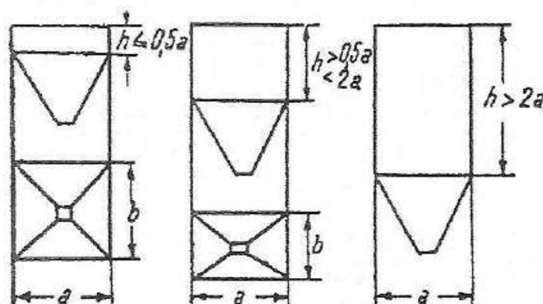


Fig. 13.8. Scheme de calcul ale pereților verticali ai buncărelor.

Când planşeul este rigid (realizat din beton armat şi legat cu grinzi de peretele vertical), peretele se consideră încastrat la partea superioară, iar când planşeul nu este rigid (placă subțire neprevăzută cu grinzi pe conturul buncărului), rezemarea se consideră liberă.

Pereții verticali ai buncărelor pătrate în plan sau aproape pătrate se consideră încastrați pe marginile laterale.

La buncărele care au în plan o formă dreptunghiulară şi dacă dimensiunile a, b nu diferă între ele mai mult de 20%, pereții verticali se calculează în direcția orizontală ca nişte cadre orizontale.

În tabelele 13.4-13.8 sunt date elemente necesare stabilirii stării de eforturi pentru plăci.

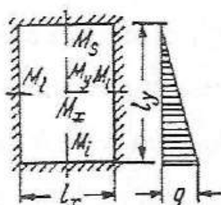
Tabelul 13.4

Placă dreptunghiulară sub sarcină triunghiulară

$M_x = \varphi_x q\, l_x^2$; $M_s = \varphi_s q\, l_y^2$;

$M_y = \varphi_y q\, l_y^2$; $M_i = \varphi_i q\, l_y^2$;

$M_l = \varphi_l q\, l_x^2$



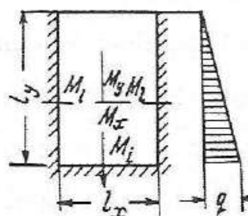
l_x/l_y	φ_x	φ_y	φ_l	φ_s	φ_i
2/3	0,0179	0,0040	0,0383	0,0129	0,0056
0,7	0,0169	0,0046	0,0364	0,0147	0,0068
0,8	0,0141	0,0066	0,0313	0,0196	0,0102
0,9	0,0115	0,0085	0,0266	0,0241	0,0135
1,0	0,0092	0,0103	0,0224	0,0281	0,0166
1,1	0,0073	0,0120	0,0187	0,0317	0,0194
1,2	0,0057	0,0136	0,0155	0,0348	0,0220
1,3	0,0043	0,0150	0,0129	0,0375	0,0244
1,4	0,0032	0,0163	0,0108	0,0398	0,0266
1,5	0,0024	0,0175	0,0092	0,0417	0,0286

Tabelul 13.5

Placă dreptunghiulară sub sarcină triunghiulară

$M_x = \varphi_x q\, l_x^2$; $M_l = \varphi_l q\, l_x^2$;

$M_y = \varphi_y q\, l_y^2$; $M_i = \varphi_i q\, l_y^2$



l_x/l_y	φ_x	φ_y	φ_l	φ_i
1	2	3	4	5
2/3	0.0181	0.0039	0.0385	0,0129
0.7	0.0173	0.0044	0.0370	0.0147

Tabelul 13.5 (continuare)

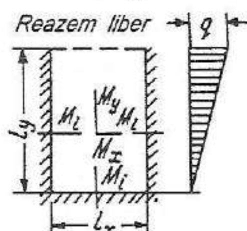
1	2	3	4	5
0,8	0,0149	0,0061	0,0327	0,0199
0,9	0,0128	0,0079	0,0287	0,0248
1,0	0,0108	0,0097	0,0251	0,0294
1,1	0,0090	0,0116	0,0278	0,0338
1,2	0,0074	0,0137	0,0181	0,0380
1,3	0,0059	0,0159	0,0161	0,0419
1,4	0,0047	0,0180	0,0138	0,0455
1,5	0,0036	0,0203	0,0119	0,0489

Tabelul 13.6

Placă dreptunghiulară sub sarcină triunghiulară

$M_x = \varphi_x q\, l_x^2$; $M_l = \varphi_l q\, l_x^2$

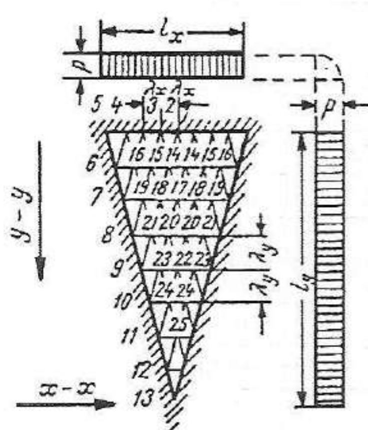
$M_y = \varphi_y q\, l_y^2$; $M_i = \varphi_i q\, l_y^2$



l_x/l_y	φ_x	φ_y	φ_l	φ_i
2/3	0,0399	0,0004	0,0754	0,0056
0,7	0,0396	0,0006	0,0749	0,0066
0,8	0,0385	0,0011	0,0737	0,0104
0,9	0,0372	0,0016	0,0722	0,0154
1,0	0,0359	0,0021	0,0706	0,0211
1,1	0,0345	0,0026	0,0686	0,0280
1,2	0,0329	0,0032	0,0666	0,0360
1,3	0,0312	0,0037	0,0645	0,0450
1,4	0,0295	0,0042	0,0621	0,0549
1,5	0,0276	0,0047	0,0596	0,0658

Tabelul 13.7

Plăci triunghiulare sub sarcină uniform repartizată



$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 0{,}50$

Săgeata : $f = \alpha \frac{p\lambda_x^4}{D}$;

Curbura: $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

Momente: $M_x = \eta_x p \lambda_x^2$;

$M_U = \eta_Y p \lambda_x^2$;

Reacțiunea de reazem: $R = \beta p \lambda_x$;

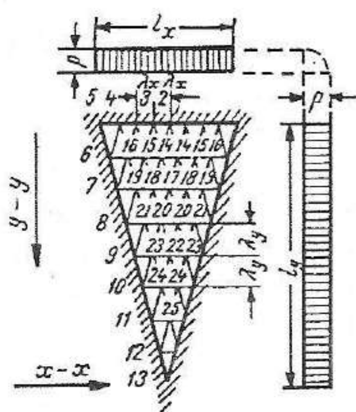
Rigiditatea: $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}; \lambda_y = \frac{l_y}{8}$

Nr. punctelor	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,3418	–0,2237	–1,3418	2,656
2	0	0	1,1606	–0,01935	–1,1606	2,388
3	0	0	0,6976	–0,1163	0,6976	1,592
4	0	0	0,2078	–0,0347	0,2078	0,460
5	0	0	0	0	0	0
6	0	1,4631	0,0457	–1,4708	–0,2895	2,046
7	0	2,2778	0,0909	–2,2930	–0,4705	2,876
8	0	2,0235	0,1107	–2,0420	–0,4480	2,649
9	0	1,3472	0,0892	–1,3621	–0,3138	2,079
10	0	0,7239	0,0454	0,7329	–0,1751	1,517
11	0	0,2845	0,0264	–0,2889	–0,0738	1,003
12	0	0,0282	0,0129	–0,0303	–0,0176	0,500
13	0	0	0	0	0	0
14	2,68349	–0,7246	–0,5657	0,8188	0,6864	–
15	1,95896	–0,4031	–0,4787	0,4829	0,5459	–
16	0,83132	–0,2963	–0,2866	0,2485	0,2372	–
17	3,22220	–1,1963	0,3729	+1,2585	0,5723	–
18	2,62405	–0,8451	–0,3090	0,8966	0,4499	–
19	1,18080	–0,2625	–0,1344	0,2400	0,907	–
20	1,97017	–0,9815	0,0129	0,9793	0,1507	–
21	0,98870	–0,0072	0,0605	–0,0029	–0,0593	–
22	1,01650	–0,7717	0,1138	0,7527	0,0148	–
23	0,63065	–0,2448	0.1105	0.2264	0,0697	–
24	0,32527	–0,3253	0.0783	–0.3122	–0,0240	–
25	0.11730	–0.2346	0.0373	0.2284	0.0118	–

Tabelul 13.8

Plăci triunghiulare sub sarcină uniform repartizată



$\frac{x}{y} = 0{,}75$

Săgeata: $f = \alpha \frac{p\lambda_x}{D}$;

Curbura: $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

Momente: $M_x = \eta_x p \lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p \lambda_x^2$;

Reacţiunea de reazem: $R = \beta p \lambda_x$;

Rigiditatea: $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

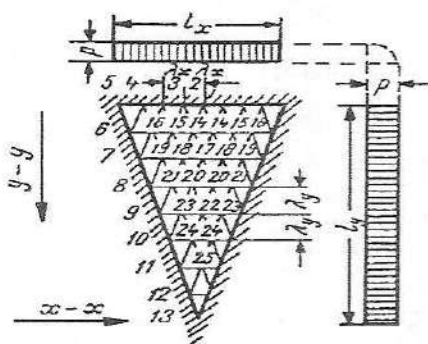
$\lambda_x = \frac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \frac{l_y}{8}$

Nr. punctelor	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,3977	–0,2330	–1,3977	2,444
2	0	0	1,2044	–0,2008	–1,20044	2,184
3	0	0	0,7111	–0,1185	–0,7111	1,428
4	0	0	0,2055	–0,0343	–0,2055	0,442
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,5630	0,0772	–0,5758	–0,1710	1,148
7	0	1,2920	0,1406	–1,3155	–0,3559	2,175
8	0	1,5756	0,1850	–1,6064	–0,4476	2,531
9	0	1,3232	0,1734	–1,3521	0,3939	2,240
10	0	0,8056	0,1219	–0,8259	–0,2561	1,633
11	0	0,3343	0,0623	–0,3447	–0,1180	1,016
12	0	0,0560	0,0236	–0,0600	–0,0330	0,493
13	0	0	0	0	0	0
14	1,24235	–0,3436	–0,3328	–0,3990	0,3901	
15	0,89879	–0,1799	–0,3223	0,2337	0,3524	–
16	0,37532	0,1482	–0,2360	–0,1088	0,2113	–
17	1,99139	–0,7371	–0,5477	0,8284	0,6706	–
18	1,62283	–0,5180	0,4792	0,5979	0,5655	–
19	0,73625	0,1503	–0,2647	–0,1062	0,2396	–
20	1,58247	–0,7775	–0,2052	0,8117	0,3348	–
21	1,58247	–0,7775	–0,2052	0,8117	0,3348	–
22	0,98360	–0,7395	0,0746	0,7271	0,0487	–
23	0,61384	–0,2441	0,1087	0,2260	–0,0681	–
24	0,33246	–0,3325	0,1535	0,3069	–0,0981	–
25	0,11205	–0,2241	0,0925	0,2087	–0,0551	–

Pereții înclinați ai pâlniilor au formă trapezoidală, calculul acestor plăci la încovoiere locală efectuându-se conform tabelelor 13.9-13.21.

Tabelul 13.9

Plăci triunghiulare sub sarcina uniform repartizată



Săgeata: $f = \alpha \dfrac{p\lambda_x}{D}$;

Curbura: $\dfrac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \dfrac{p\lambda_x^2}{D}$;

Momente: $M_x = \eta_x p \lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p \lambda_x^2$;

Reacțiunea de reazem: $R = \beta p \lambda_x$;

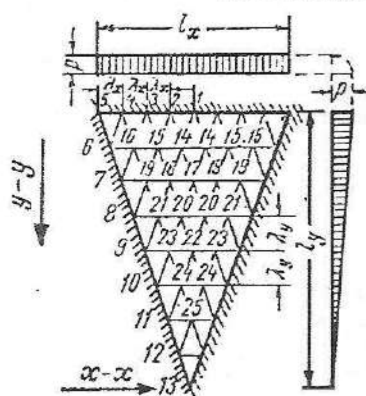
Rigiditatea: $D = \dfrac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \cdot \lambda_x = \dfrac{l_x}{8}$; $\lambda_y = \dfrac{l_y}{8}$

$\dfrac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1,00$

Nr. punctelor	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,2547	–0,2091	–1,2547	2,219
2	0	0	1,0721	–0,1787	–1,0721	1,968
3	0	0	0,6232	–0,1039	–0,6232	1,294
4	0	0	0,1784	–0,0297	–0,1784	0,481
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,2141	0,0601	–0,2241	–0,0958	0,577
7	0	0,6496	0,1516	–0,6748	–0,2598	1,515
8	0	1,0074	0,2337	–1,0464	–0,4016	2,118
9	0	1,0600	0,2510	–1,1018	–0,4276	2,204
10	0	0,7986	0,1975	–0,8148	–0,3305	1,796
11	0	0,3987	0,1090	–0,4169	–0,1754	1,116
12	0	0,0,927	0,0348	–0,0984	–0,0502	0,481
13	0	0	0	0	0	0
14	0,62733	–0,1825	–0,1446	0,2066	0,1750	–
15	0,44479	–0,0838	–0,1814	0,1141	0,1954	–
16	0,17844	0,0879	–0,1677	0,0600	0,1530	–
17	1,17677	–0,4494	0,5116	0,5347	0,5865	–
18	0,95205	–0,3050	–0,4617	0,3819	0,5125	–
19	0,42236	0,1073	–0,2810	–0,0605	0,2531	–
20	1,10230	–0,5443	–0,3396	0,6009	0,4303	–
21	0,55797	–0,0136	–0,1697	0,0419	0,1719	–
22	0,81779	–0,6130	–0,554	0,6222	0,1576	–
23	0,51131	–0,2048	0,0210	0,2013	0,0131	–
24	0,32460	–0,3246	0,1544	0,2989	–0,1003	–
25	0,11584	–0,2317	0,1584	0,2065	–0,1122	–

Tabelul 13.10

Plăci triunghiulare sub sarcină triunghiulară



$$\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = 0,75$$

Curbura: $\frac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \frac{p\lambda_x^2}{D}$;

Momente: $M_x = \eta_x p \lambda_x^2$;

$M_y = \eta_Y p \lambda_x^2$;

Reacțiunea pe reazem: $R = \beta p \lambda_{xy}$;

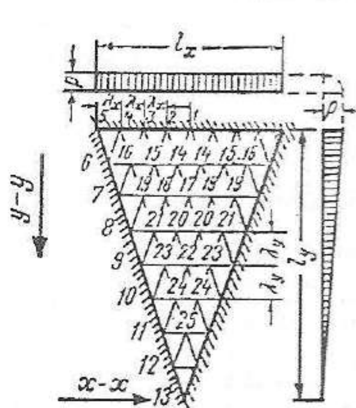
Rigiditatea: $D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

$\lambda_x = \frac{l_x}{8}; \lambda_y = \frac{l_y}{8}$.

Nr. punctelor	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	1,1097	–1,1850	–1,1097	2,106
2	0	0	0,9622	–0,1604	–0,9622	1,908
3	0	0	0,5835	–0,0973	–0,5835	1,331
4	0	0	0,1761	–0,0294	–0,1761	0,511
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,4696	0,0559	–0,5627	–0,1342	1,009
7	0	0,9874	0,1031	–1,0046	–0,2677	1,682
8	0	1,0884	0,1280	–1,1097	–0,3094	1,706
9	0	0,7949	0,1097	–0,8132	–0,2421	1,246
10	0	0,3894	0,0678	–0,3781	–0,1327	0,668
11	0	0,1148	0,282	–0,1195	–0,0473	0,251
12	0	0,0144	0,0061	–0,0154	–0,0085	0,051
13	0	0	0	0	0	0
14	0,98637	–0,2622	–0,3222	0,3159	0,3659	–
15	0,72419	–0,1490	–0,2997	0,1989	0,3245	–
16	0,31303	0,0981	–0,2102	–0,0631	0,1938	–
17	0,46605	–0,5265	0,4262	0,5976	0,5139	–
18	1,20279	–0,3856	–0,3686	0,4470	0,4328	–
19	0,05539	0,0949	0,1927	–0,0628	0,1769	–
20	1,05655	–0,5156	–0,1093	0,5338	0,1953	–
21	0,54094	–0,0253	–0,0126	0,0274	0,0168	–
22	0,56125	–0,4232	0,1029	0,4060	–0,3232	–
23	0,34967	0,1381	0,1156	0,1188	–0,0926	–
24	0,14304	–0,1430	0,1235	0,1225	–0,0997	–
25	0,02884	–0,0577	0,0561	0,0483	–0,0465	–

Tabelul 13.11

Plăci triunghiulare sub sarcină triunghiulară



Săgeata: $f = \alpha \dfrac{p\lambda_x^4}{D}$;

Curbura: $\dfrac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \dfrac{p\lambda_x^2}{D}$;

Momente: $M_x = \eta_x p \lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p \lambda_x^2$;

Reacțiunea de reazem: $R = \beta p \lambda_x$;

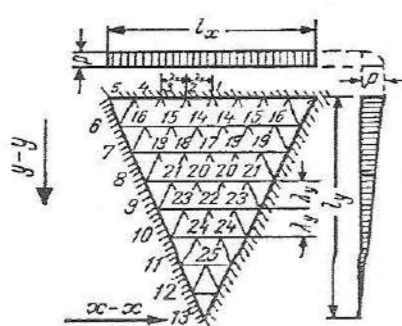
Rigiditatea: $D = \dfrac{Eh}{12(1-\mu\ )}$; $\lambda_x = \dfrac{l_x}{8}; \lambda_y = \dfrac{l_y}{8}$.

$\dfrac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1{,}00$

Nr. punctelor	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,9571	–0,1595	–0,9571	1,849
2	0	0	0,8261	–0,1377	–0,8261	1,672
3	0	0	0,4948	–0,0825	–0,4948	1,174
4	0	0	0,1473	–0,0246	–0,1473	0,510
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,1767	0,0460	–0,1844	–0,0755	0,605
7	0	0,4933	0,1127	–0,5120	–0,1950	1,185
8	0	0,6975	0,1611	–0,7423	–0,2774	1,446
9	0	0,6581	0,1573	–0,6834	–0,2670	0,282
10	0	0,4265	0,1092	–0,4447	–0,1803	0,818
11	0	0,1682	0,0503	–0,1765	–0,0783	0,316
12	0	0,292	0,0110	–0,0311	–0,0158	0,031
13	0	0	0	0	0	0
14	0,47856	–0,1310	–0,1626	0,1581	0,1844	–
15	0,34753	–0,0692	–0,1789	0,990	0,1905	–
16	0,14728	0,0530	–0,1514	–0,0277	0,1425	–
17	0,83876	–0,3079	–0,3968	0,3741	0,4481	–
18	0,68480	–0,2180	–0,3531	0,2768	0,3896	–
19	0,31286	0,0591	–0,2068	–0,0246	0,1969	–
20	0,72519	–0,3526	–0,2119	0,3878	0,2707	–
21	0,37265	–0,0201	–0,0915	0,0354	0,0948	–
22	0,47715	–0,3543	0,0149	0,3519	0,0422	–
23	0,29998	–0,1228	0,0574	0,1133	–0,0369	–
24	0,15539	–0,1554	0,1349	0,1329	–0,1090	–
25	0,03653	–0,0731	0,1006	0,0563	–0,0884	–

Tabelul 13.12

Plăci triunghiulare sub sarcină triunghiulară



Săgeata: $f = \alpha \dfrac{p\lambda_x^4}{D}$;

Curbura: $\dfrac{1}{\rho_{x,y}} = \gamma_{x,y} \dfrac{p\lambda_x^2}{D}$;

Momente: $M_x = \eta_x p \lambda_x^2$;

$M_y = \eta_y p \lambda_x^2$;

Reacțiunea de reazem: $R = \beta p \lambda_x$;

Rigiditatea: $D = \dfrac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$.

$\dfrac{\lambda_x}{\lambda_y} = 1{,}50$

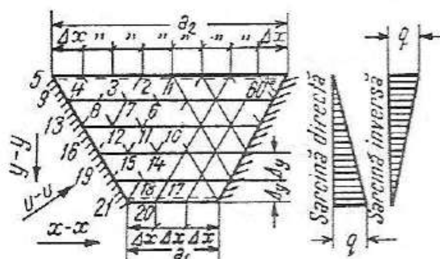
$$\lambda_x = \frac{l_x}{8}; \lambda_y = \frac{l_y}{8}.$$

Nr. punctelor	α	γ_x	γ_y	η_x	η_y	β
1	0	0	0,6625	–0,1104	–0,6625	1,452
2	0	0	0,5663	–0,0942	–0,5663	0,310
3	0	0	0,3300	–0,0550	–0,3300	0,936
4	0	0	0,0690	–0,0160	–0,0960	0,470
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0,0427	0,0029	–0,0432	–0,0100	0,296
7	0	0,1314	0,0629	–0,1419	–0,0848	0,629
8	0	0,2367	0,1404	–0,2601	–0,1799	0,914
9	0	0,2991	0,1902	–0,3142	–0,2401	1,027
10	0	0,2786	0,1823	–0,3090	–0,2287	0,895
11	0	0,1825	0,1161	–0,2018	–0,1465	0,525
12	0	0,0768	0,0292	–0,0817	–0,0420	0,077
13	0	0,0393	–0,0221	–0,0356	0,0156	0
14	0,14721	–0,0432	–0,0211	0,0467	0,0283	–
15	0,10402	–0,0182	–0,0619	0,0285	0,0649	–
16	0,04267	0,0187	–0,0816	–0,0051	0,0785	–
17	0,30398	–0,1190	–0,2621	0,1627	0,2819	–
18	0,24447	–0,0774	–0,2427	0,1179	0,2556	–
19	0,10752	0,0294	–0,1579	–0,0031	0,1530	–
20	0,31453	–0,1568	–0,2313	0,1954	0,2574	–
21	0,15771	–0,0009	–0,1293	0,0224	0,1294	–
22	0,26222	–0,1975	–0,0965	0,2136	0,1294	–
23	0,16348	–0,0647	–0,0356	0,0707	0,0464	–
24	0,11764	–0,1176	0,0660	0,1066	–0,0464	–
25	–0,04468	–0,0894	0,1139	0,0704	–0,0991	–

Tabelul 13.13

Plăci trapezoidale, încastrate pe întregul contur, pentru $a_1 = \frac{3}{8} a_2$,

sub sarcină triunghiulară

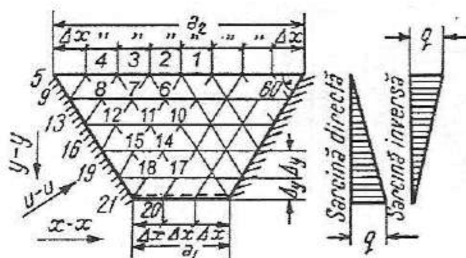


$M_u = \mu_u q \Delta x^2$;
$M_x = \mu_x q \Delta x^2$;
$M_y = \mu_y q \Delta x^2$

Nr. punctelor	Sarcină directă q			Sarcină inversă q		
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y
1	–	–0,0685	-0,4110	–	–0,1098	–0,6588
2	–	–0,0569	–0,3417	–	–0,0961	–0,5767
3	–	–0,0301	0,1806	–	–0,0598	–0,3591
4	–	–0,0074	–0,0043	–	–0,0186	–0,1118
5	0	0	0	0	0	0
6	–	0,0488	–0,0105	–	0,0830	0,1390
7	–	0,0161	0,0022	–	0,0630	0,1444
8	–	–0,0318	0,0167	–	0,0015	0,1146
9	–0,0443	–0,0351	–0,0166	–0,1118	–0,0885	–0,0419
10	–	0,1679	0,2171	–	0,1888	0,3210
11	–	0,1201	0,1892	–	0,1537	0,2805
12	–	–0,0604	0,1180	–	0,0135	0,1499
13	–0,2003	–0,1584	–0,0751	–0,3356	–0,2656	–0,1258
14	–	0,2041	0,2521	–	0,1736	0,1745
15	–	–0,0411	0,1296	–	0,0510	0,1237
16	–0,4049	–0,3205	–0,1518	–0,4638	–0,3671	–0,1739
17	–	0,1418	0,0931	–	0,0854	–0,0543
18	–	0,0935	0,0376	–	0,0386	–0,0773
19	–0,4219	–0,3604	–0,1704	–0,3754	–0,2971	–0,1408
20	–	–0,0832	–0,4993	–	–0,0559	–0,3354
21	–0,1805	–0,1805	–0,1805	–0,1184	–0,1184	–0,1184

Tabelul 13.14

Plăci trapezoidale, încastrate pe trei laturi şi liber rezemate pe baza mică, pentru $a_1 = \frac{3}{8}a_2$ sub sarcină triunghiulară

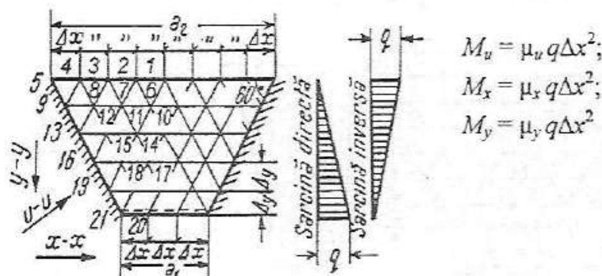


$M_u = \mu_u q\Delta x^2$;
$M_x = \mu_x q\Delta x^2$;
$M_y = \mu_y q\Delta x^2$

Nr. punctelor	Sarcină directă q			Sarcină inversă q		
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y
1	–	–0,0765	–0,4590	–	–0,1152	–0,6910
2	–	–0,0629	–0,2774	–	–0,1001	–0,6006
3	–	–0,0322	–0,1935	–	–0,0613	–0,3677
4	–	–0,0076	–0,0456	–	–0,0188	–0,1126
5	0	0	0	0	0	0
6	–	0,0547	–0,0287	–	0,0870	0,1268
7	–	0,0147	–0,0026	–	0,0609	0,1374
8	–	–0,0393	0,0130	0	–0,0031	0,1123
9	–0,0456	–0,0361	–0,0171	–0,1126	–0,0892	–0,0422
10	–	0,2003	0,2183	–	0,2106	0,3221
11	–	0,1329	0,1919	–	0,1623	0,2823
12	–	–0,0411	0,1053	–	–0,0016	0,1507
13	–0,2160	–0,1709	–0,0810	–0,3461	–0,2740	–0,1298
14	–	0,2630	0,2922	–	0,2132	0,2014
15	–	0,0270	0,1457	–	0,0316	0,0745
16	–0,4681	–0,3705	–0,1755	–0,5061	–0,4006	–0,1898
17	–	0,2492	0,2671	–	0,1574	0,0623
18	–	0,1458	0,1476	–	0,0734	–0,0037
19	–0,6042	–0,4783	–0,2266	–0,4750	–0,3761	–0,1781
20	–	0	0	–	0	0
21	0	0	0	0	0	0

Tabelul 13.15

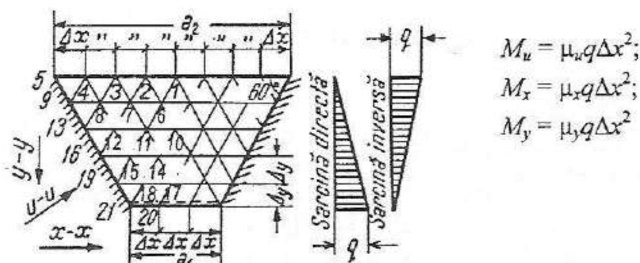
Plăci trapezoidale încastrate pe trei laturi și liber rezemate pe baza mare, pentru $a_1 = \frac{3}{8} a_2$ sub sarcină triunghiulară



Nr. punctelor	Sarcină directă q			Sarcină inversă q		
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y
1	–	0	0	–	0	0
2	–	0	0	–	0	0
3	–	0	0	–	0	0
4	–	0	0	–	0	0
5	0	0	0	–	0	0
6	–	0,1195	0,1728	–	0,1979	0,4472
7	–	0,0539	0,1405	–	0,1291	0,3764
8	–	–0,0455	0,0755	–	–0,0141	0,2243
9	–0,0866	–0,0686	–0,0325	–0,1896	–0,1501	–0,0707
10	–	0,2272	0,2841	–	0,2773	0,3847
11	–	0,1614	0,2437	–	0,2239	0,3731
12	–	–0,0332	0,1225	–	0,000	0,1803
13	–0,3020	–0,3497	–0,1656	–0,5170	–0,4093	–0,1939
14	–	0,2367	0,2510	–	0,2291	0,1757
15	–	0,0399	0,1148	–	0,0397	0,0377
16	–0,5111	–0,4046	–0,1917	–0,6472	–0,5124	–0,2427
17	–	0,1538	0,0618	–	0,1058	–0,1055
18	–	0,0945	0,0073	–	0,0402	–0,1291
19	–0,5520	–0,4132	–0,1960	–0,4890	–0,3871	–0,1834
20	–	–0,0918	–0,5510	–	–0,0705	–0,4230
21	–0,1980	–0,1980	–0,1980	–0,1480	–0,1480	–0,1480

Tabelul 13.16

Plăci trapezoidale, încastrate pe laturile neparalele şi liber rezemate pe baze, pentru $a_1 = \frac{3}{8}a_2$ sub sarcină triunghiulară



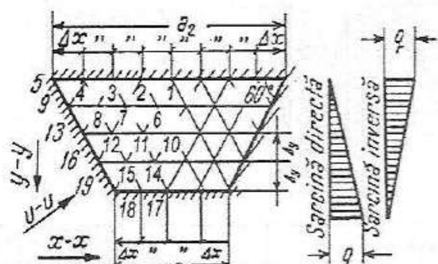
$M_u = \mu_u q \Delta x^2$;
$M_x = \mu_x q \Delta x^2$;
$M_y = \mu_y q \Delta x^2$

Nr. punctelor	Sarcină directă q			Sarcină inversă q		
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y
1	–	0	0	–	0	0
2	–	0	0	–	0	0
3	–	0	0	–	0	0
4	–	0	0	–	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	–	0,1349	0,1742	–	0,2097	0,4483
7	–	0,0541	0,1435	–	0,1292	0,3788
8	–	–0,0560	0,0771	–	–0,0222	0,2225
9	–0,0922	–0,0730	–0,0346	–0,1938	–0,1535	–0,0727
10	–	0,2708	0,2940	–	0,3210	0,4434
11	–	0,1804	0,2529	–	0,2385	0,3802
12	–	0,0545	0,1261	–	–0,0163	0,1831
13	–0,3303	–0,4589	–0,2169	–0,5386	–0,4264	–0,2020
14	–	0,3062	0,2956	–	0,2818	0,2068
15	–	0,0241	0,1313	–	0,0275	0,0503
16	–0,5935	–0,4699	–0,2226	0,7102	–0,5623	–0,2663
17	–	0,2747	0,2520	–	0,1984	0,0383
18	–	0,1528	0,1263	–	0,0845	–0,0381
19	–0,6956	–0,5507	–0,2609	0,6217	–0,4922	–0,2332
20	–	0	0	–	0	0
21	0	0	0	0	0	0

Tabelul 13.17

Plăci trapezoidale, încastrate pe întregul contur, pentru $a_1 = \frac{3}{8}a_2$

sub sarcină triunghiulară

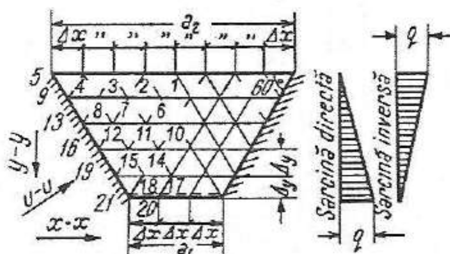


$M_u = \mu_u q \Delta x^2$;
$M_x = \mu_x q \Delta x^2$;
$M_y = \mu_y q \Delta x^2$

Nr. punctelor	Sarcină directă q			Sarcină inversă q		
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y
1	–	–0,0594	–0,3562	–	–0,0812	–0,4869
2	–	–0,0514	–0,3083	–	–0,0731	–0,4287
3	–	–0,0301	–0,1806	–	–0,0489	–0,2934
4	–	–0,0084	–0,0504	–	–0,0164	–0,0982
5	0	0	0	0	0	0
6	–	0,0415	0,0397	–	0,0623	0,1625
7	–	0,0301	0,0408	–	0,0614	0,1549
8	–	–0,0162	0,0321	–	0,0201	0,1151
9	–0,0504	–0,0399	–0,0189	–0,0982	–0,0777	–0,0368
10	–	0,1100	0,2450	–	0,1045	0,2492
11	–	0,1047	0,2133	–	0,1030	0,2183
12	–	0,0219	0,1211	–	0,0398	0,1179
13	–0,1949	–0,1543	–0,0731	–0,2604	–0,2062	–0,0977
14	–	0,0815	0,1465	–	0,0510	0,0265
15	–	0,0699	0,0848	–	0,0341	–0,0105
16	–0,2996	–0,2371	–0,1123	–0,2748	–0,2175	–0,1030
17	–	–0,0778	–0,4670	–	–0,0588	–0,3528
18	–	–0,0647	–0,3885	–	–0,0482	–0,2889
19	–0,1356	–0,1356	–0,1356	–0,1356	–0,1356	–0,1356

Tabelul 13.18

Plăci trapezoidale, încastrate pe trei laturi şi liber rezemate pe baza mică, pentru $a_1 = \frac{3}{8}a_2$, sub sarcină triunghiulară

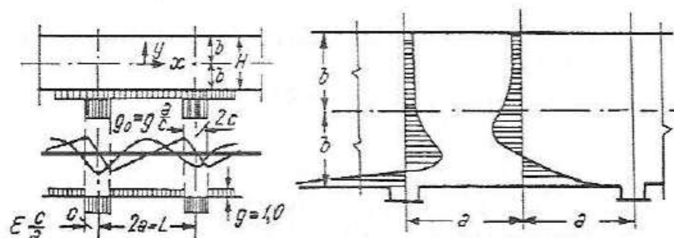


$M_u = \mu_u q \Delta x^2$;
$M_x = \mu_x q \Delta x^2$;
$M_y = \mu_y q \Delta x^2$

Nr. punctelor	Sarcină directă q			Sarcină inversă q		
	μ_u	μ_x	μ_y	μ_u	μ_x	μ_y
1	–	–0,0767	–0,4600	–	–0,0941	–0,5465
2	–	–0,0649	–0,3896	–	–0,0832	–0,4994
3	–	–0,0359	–0,2153	–	–0,0532	–0,3193
4	–	–0,0093	–0,0577	–	–0,0170	–0,1022
5	0	0	0	0	0	0
6	–	0,0546	0,0191	–	0,0720	0,1472
7	–	0,0290	0,0277	–	0,0605	0,1451
8	–	–0,0260	0,0545	–	0,0092	0,1111
9	–0,0563	–0,0441	–0,0209	–0,1022	–0,0809	–0,0383
10	–	0,1646	0,3027	–	0,1454	0,2923
11	–	0,1400	0,2583	–	0,1293	0,2519
12	–	–0,0002	0,1383	–	–0,0245	0,1309
13	–0,2374	–0,1878	–0,0890	–0,2921	–0,2312	–0,1095
14	–	0,1629	0,3297	–	0,1119	0,1633
15	–	0,0995	0,1851	–	0,0554	0,0642
16	–0,4238	–0,3354	–0,1586	–0,3673	–0,2907	–0,1377
17	–	0	0	–	0	0
18	–	0	0	–	0	0
19	0	0	0	–	0	0

Tabelul 13.19

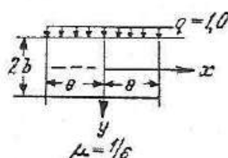
Eforturile unitare orizontale σ_x într-o grindă-perete continuă, pe mai multe reazeme, datorită unei sarcini unitare $g = 1,0$. Grosimea peretelui = 1



	Deschiderea						Reazemul				
	v/b	ε = 1/2	ε = 1/5	ε = 1/10	ε = 1/20		v/b	ε = 1/2	ε = 1/5	ε = 1/10	ε = 1/20
b = a	+1,00	–0,060	–0,088	–0,092	–0,093	a = b	+1,00	+0,060	–0,088	+0,092	+0,094
	+0,75	–0,031	–0,045	–0,047	–0,049		+0,75	+0,031	+0,062	+0,047	+0,049
	+0,50	–0,042	–0,062	–0,064	–0,065		+0,50	+0,042	+0,062	+0,064	+0,067
	+0,25	–0,070	–0,098	–0,103	–0,104		+0,25	+0,07	+0,108	+0,113	+0,115
	0	–0,115	–0,156	–0,162	–0,163		0	+0,115	+0,186	+0,199	+0,202
	0,25	–0,162	–0,194	–0,192	–0,199		–0,25	+0,162	+0,295	+0,317	+0,332
	–0,50	–0,136	–0,110	–0,106	–0,104		–0,50	+0,136	+0,396	+0,476	+0,500
	–0,75	–0,178	+0,277	+0,272	+0,292		–0,75	+0,178	+0,169	+0,483	+0,620
	–1,00	+1,001	+1,002	+1,002	+1,002		–1,00	–1,101	–4,002	–9,002	–9,002
	După Navier	±0,187	±0,240	±0,248	±0,250		După Navier	±0,187	±0,360	±0,428	±0,463

Tabelul 13.20

Eforturile unitare-normale și tangențiale într-o grindă-perete cu capetele dublu încastrate. Grosimea peretelui este egală cu unitatea

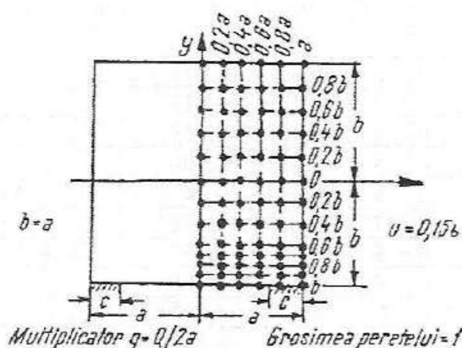


					1	10	19	28	37
					2	11	20	29	88
					8	12	21	80	89
b					4	13	11	21	40
					5	14	23	32	41
					6	15	24	33	42
b					7	16	25	34	43
					8	17	20	35	44
					9	18	27	36	45
	a					a			

Nr. punctelor	$\alpha = \frac{a}{b} = 0{,}5$			Nr. punctelor	$\alpha = \frac{a}{b} = 1{,}0$			Nr. punctelr	$\alpha = \frac{a}{b} = 2{,}0$		
	σ_x	σ_y	τ_{xy}		σ_x	σ_y	τ_{xy}		σ_x	σ_y	τ_{xy}
1	–	–	0	1	–0,602	–1,000	0	1	–1,376	–1,000	0
2	–	–	0	2	–0,323	–0,943	0	2	–0,885	–0,963	0
3	–	–	0	3	–0,197	–0,813	0	3	–0,532	–0,952	0
4	–	–	0	4	0,132	–0,659	0	4	–0,282	–0,693	0
5	–	–	0	5	–0,083	–0,500	0	5	–0,083	–0,500	0
6	–	–	0	6	–0,034	0,341	0	6	+0,115	–0,307	0
7	–	–	0	7	+0,031	–0,186	0	7	+0,366	–0,148	0
8	+0,02	–	0	8	+0,157	–0,057	0	8	+0,718	–0,037	0
9	+0,14	0	0	9	+0,436	0	0	9	+1,210	0	0
10	–	–	0	10	–0,537	–1,000	0	10	–1,201	–1,000	0
11	–	–	–	11	–0,289	–0,939	–0,105	11	–0,733	–0,967	–0,153
12	–	–	–	12	–0,187	–0,802	–0,147	12	–0,422	–0,856	–0,286
13	–	–	–	13	–0,131	–0,656	–0,157	13	–0,229	0,691	–0,363
14	–	–	–	14	–0,083	–0,500	–0,158	14	–0,083	–0,500	–0,389
15	–	–	–	15	–0,036	–0,343	–0,157	15	+0,062	–,306	–0,363
16	–	–	–	16	+0,020	–0,192	–0,147	16	+0,261	0,144	–0,296
17	+0,01	–	–	17	+0,122	–0,061	–0,105	17	+0,566	–0,033	–0,153
18	+0,12	0	0	18	+0,371	0	0	18	+1,036	0	0
19	–	–	0	19	–0,315	–1,000	0	19	–0,589	–1,000	0
20	–	–	–	20	–0,187	–0,928	–0,216	20	–0,259	–0,976	–0,304
21	–	–	–	21	–0,158	–0,801	–0,290	21	–0,109	–0,860	–0,578
22	–	–	–	22	–0,125	–0,656	–0,310	22	–0,071	–0,690	–0,730
23	–	–	–	23	–0,083	–0,500	–0,315	23	–0,083	–0,500	–0,781
24	–	–	–	24	–0,041	–0,343	0,310	24	–0,095	–0,309	–0,730
25	–	–	–	25	–0,008	–0,343	–0,290	25	–0,058	–0,140	–0,578
26	–	–	–	26	+0,020	–0,072	–0,216	26	+0,092	–0,023	–0,304
27	+0,05	0	0	27	+0,148	0	0	27	+0,431	0	0
28	–	–1,00	0	28	+0,115	–1,000	0	28	+0,557	–1,000	0
29	–	–	–	29	–0,047	–0,937	–0,318	29	–0,596	–0,957	–0,488
30	–	–	–	30	–0,111	–0,846	–0,418	30	+0,398	–0,821	–0,882
31	–	–	–	31	–0,105	–0,694	–0,471	31	+0,158	–0,663	–1,081
32	–	–	–	32	–0,083	–0,500	0,489	32	–0,083	–0,509	–1,146
33	–	–	–	33	–0,061	–0,305	–0,471	33	–0,325	–0,337	–0.081
34	–	–	–	34	–0,055	–0,153	–0,418	34	–0,565	–0,179	–0,882
35	–	–	–	35	–0,120	–0,062	–0,318	35	–0,763	–0,043	–0,488
36	–	0	0	36	0	0	–0,723	36	0	0	0
37	+0,10	–	0	37	+0,878	–1,000	0	37	–3,051	–1,000	0
38	–	–	–	38	0,132	–1,213	–0,328	38	1,669	–0,960	–0,656
39	–	–	–	39	–0,013	–1,093	–0,562	39	+1,012	–0,904	–0,125
40	–	–	–	40	–	–0,829	–0,703	40	+0,476	–0,704	–1,406
41	–	–	–	41	–0,083	–0,500	–0,750	41	–0,083	–0,500	–1,500
42	–	–	–	42	–0,144	–0,170	–0,703	42	–0,643	–0,296	–1,406
43	–	–	–	43	–0,180	–0,093	–0,562	43	–1,179	–0,096	–0,125
44	–	+0.09	–	44	–0,298	+0,213	–0,328	44	–1,832	–0,037	–0,656
45	–	0	0	45	–0,045	0	0	45	–3,218	0	0

Tabelul 13.21

Eforturile într-o grindă-perete, simplu rezemată, cu o singură deschidere



Eforturile unitare σ_y, pentru o sarcină unitară uniform repartizată pe fața inferioară

y \ x	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	Obs.
+1,0b	–0,076	–0,067	–0,038	+0,020	+0,125	+0,278	Multiplicator $q = \frac{Q}{2a}$ în care Q este sarcina totală pe deschidere
+0,8b	–0,075	–0,072	–0,050	+0,006	+0,120	+1,418	
+0,6b	–0,031	–0,032	–0,032	–0,007	+0,080	+0,296	
+0,4b	+0,055	+0,042	+0,009	–0,019	–0,003	+0,064	
+0,2b	+0,180	+0,148	+0,069	–0,038	–0,130	–0,174	
0	+0,340	+0,292	+0,151	–0,058	–0,285	–0,418	
–0,2b	+0,533	_0,464	+0,266	–0,074	–0,498	–0,769	
–0,4b	+0,745	+0,671	+0,472	–0,054	–0,715	–1,354	
–0,6b	+0,920	+0,870	+0,453	+0,187	–1,235	–2,400	
–0,7b	+0,980	+0,945	+0,784	+0,187	–1,235	–2,00	
–0,8b	+0,014	+0,995	+0,903	+0,449	–1,643	–2,240	
–0,9b	+1,024	+1,015	+0,976	+0,810	–2,120	–0,668	
–1,0b	+1,017	+1,009	+0,985	+0,968	–2,161	–	

Eforturile unitare τ_x pentru o sarcină unitară uniform repartizată pe fața superioară

y \ x	0	+0,2a	+0,4a	+0,6a	+0,8a	+1,0a	Obs.
1	2	3	4	5	6	7	8
+1,0b	–1,076	–1,067	–1,038	–0,980	–0,875	–0,722	Multiplicator q
+0,8b	–1,075	–1,072	–0,050	–0,994	–0.880	–0,582	
+0,6b	–1,031	–1,032	–1,032	–1,007	–0,920	–0,740	
+0,4b	–0,945	–0,958	–0,991	–1,019	–1,008	–0,936	
+0,2b	–0,820	–0,852	–0,931	–1,038	–1,130	1,174	

Tabelul 13.21 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8
0	−0,660	−0,708	−0,849	−1,058	−1,285	−1,418	Multiplicator *q*
−0,2*b*	−0,467	−0,536	−0,734	−1,074	−1,498	−1,769	
−0,4*b*	−0,255	−0,329	−0.528	−1,054	−1,715	−2,354	
−0,6*b*	−0,080	−0,130	−0,347	−0,946	−0,033	−3,120	
−0,7*b*	−0,020	−0,055	−0,216	−0,813	−2,235	−3,400	
−0,8*b*	+0,014	−0,008	−0,097	−0,551	−2,643	−3,240	
−0,9*b*	+0,024	−0,015	−0,024	−0,190	−3,120	−1,668	
−1,0*b*	+0,017	+0,009	−0,015	−0,032	−3,161	–	

Eforturile unitare σ_y pentru o sarcină unitară din greutatea proprie

y \ *x*	**0**	**+0,2*a***	**+0,4*a***	**+0,6*a***	**+0,8*a***	**+1,0*a***	**Obs.**
+1,0*b*	−0,076	−0,067	−0,038	+0,020	+0,125	+0,278	Multiplicator *q*
+0,8*b*	−0,175	−0,172	−0,150	−0,094	+0,020	+0,318	
+0,6*b*	−0,231	−0,232	−0,232	−0,207	−0,120	+0,096	
+0,4*b*	−0,245	−0,258	−0,291	−0,319	−0,308	−0,236	
+0,2*b*	−0,220	−0,252	−0,331	−0,438	−0,530	−0,574	
0	−0,0160	−0,208	−0,349	−0,558	−0,785	−0,918	
−0,2*b*	−0,067	−0,136	−0,334	−0,674	−0,098	−0,768	
−0,4*b*	+0,045	−0,029	−0,228	−0,754	−1,415	−2,054	
−0,6*b*	+0,120	+0,070	−0,147	−0,746	−1,833	−2,920	
−0,7*b*	+0,130	+0,095	−0,066	−0,663	−2,085	−3,250	
−0,8*b*	+0,114	+0,095	+0,003	−0,451	−2,543	−3,140	
−0,9*b*	+0,074	+0,065	+0,026	−0,140	−3,070	−1,618	
−1,0*b*	+0,017	+0,009	+0,015	−0,032	−3,161	–	

Eforturile unitare τ_x egale pentru cele trei cazuri de încărcări

y \ *x*	**0**	**+0,2*a***	**+0,4*a***	**+0,6*a***	**+0,8*a***	**+1,0*a***	**Obs.**
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
+1,0*b*	−0,433	−0,403	−0.314	−0,184	−0,036	+0,100	Multiplicator *q*
+0,8*b*	−0,236	−0,214	−0,150	−0,057	+0,049	+0,098	
+0,6*b*	−0,149	−0,131	−0,075	−0.001	+0,070	+0,092	
+0,4*b*	−0,134	−0,113	−0,068	−0,001	+0,056	+0,085	
+0,2*b*	−0,167	−0,149	−0,098	−0,026	+0,040	+0,078	
0	−0.212	−0,194	−0.142	−0,060	+0.030	+0,073	
−0.2*b*	−0.224	−0.215	−0.176	−0.092	+0,019	+0,073	
−0,4*b*	−0.141	−0.145	−0.161	−0,109	+0.006	+0.077	
−0,6*b*	+0,131	+0,088	−0.021	−0.071	+0,061	+0,086	

Tabelul 13.21 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8
−0,7*b*	+0,369	−0,309	+0,133	+0,008	+0,130	+0,083	
−0,8*b*	+0,713	+0,614	+0,424	+0,080	+0,313	+0,100	
−0,9*b*	+1,028	+0,983	+0,840	+0,462	+0,016	+0,108	
−1,0*b*	+1,424	+1,427	+1,441	+1,501	−1,501	+0,117	

Eforturi unitare τ egale pentru toate cele trei cazuri de încărcare

y \ *x*	**0**	**+0,2*a***	**+0,4*a***	**+0,6*a***	**+0,8*a***	**+1,0*a***	**Obs.**
+1,0*b*	0	−0,030	−0,067	−0,090	−0,104	−0,018	Multiplicator *q*
+0,8*b*	0	+0,022	+0,035	+0,033	+0,016	+0,002	
+0,6*b*	0	+0,064	+0,110	+0,124	+0,088	−0,032	
+0,4*b*	0	+1,01	+0,174	+0,194	+0,136	−0,033	
+0,2*b*	0	+0,128	+0,237	+0,271	+0,184	−0,006	
0	0	+0,172	+0,304	+0,349	+0,246	+0,012	
−0,2*b*	0	+0,201	+0,369	+0,446	+0,339	−0,004	
−0,4*b*	0	+0,205	+0,412	+0,546	+0,448	−0,024	
−0,5*b*	0	+0,155	+0,368	+0,626	+0,561	+0,014	
−0,7*b*	0	+0,103	+0,285	+0,623	+0,602	+0,042	
−0,8*b*	0	+0,048	+0,168	+0,565	+0,840	+0,012	
−0,9*b*	0	+0,003	+0,040	+0,355	+1,375	+0,019	
−1,0*b*	0	−0,014	−0,017	+0,019	+0,207	+0,023	

Pereții pâlniilor se consideră încastrați pe marginile laterale ale perimetrului. Marginile inferioare și superioare se consideră simplu rezemate sau încastrate, în funcție de rigiditatea elementelor alăturate și de mărimea gurii de descărcare a buncărului.

Prin calculul fiecărei fețe a buncărului, considerată ca o placă separat, la muchiile de intersecție a fețelor se obțin momentele de încastrare diferite ca valoare. Dimensionarea se face pe baza momentelor de calcul care se determină ca medie aritmetică a momentelor plăcilor care se întretaie în muchie.

Pereții buncărelor de tip jgheab, care au forma unor dreptunghiuri alungite, cu raportul dintre laturi mai mare sau egal cu 2, se calculează la solicitarea de încovoiere locală, ca niște plăci continue, având reazeme în locurile de îndoire a suprafeței prismatice.

Dacă buncărul de tip jgheab are diafragma în deschidere, care întretaie latura lungă a dreptunghiului astfel încât raportul dintre laturile părților rămase este mai mic decât 2, aceste plăci ale buncărelor de tip jgheab se calculează la încovoiere locală ca rezemate pe tot perimetrul.

Pereții jgheaburilor scurte, la care raportul dintre laturile fețelor dreptunghiulare este mai mic decât 2, se calculează la încovoiere locală ca niște plăci rezemate pe contur.

13.2.4. Determinarea eforturilor datorate încovoierii generale

Analiza cauzelor care au condus la cedarea buncărelor (destul de izolate) pune în evidență faptul că în unele situații încovoierea generală a avut o pondere importantă.

Încovoierea generală a avut drept efect apariția în părțile inferioare ale buncărului a eforturilor de întindere. Acest aspect, generat de o comportare spațială, se poate cuantifica în calcul numai prin metode aproximative.

Pentru buncărele pâlnii care se caracterizează printr-o formă de cutie piramidală suspendată în colțuri (aspect ce conduce la concentrarea bruscă a eforturilor către reazeme), încovoierea generală se ia în considerare calculând fiecare față separat, ca o grindă-perete triunghiulară care se încovoaie în planul ei. În principal, pentru buncărele tip pâlnie, eforturile se determină în două secțiuni caracteristice:

– secțiunile de pe reazeme, unde eforturile de întindere concentrate și forfecarea sunt factorii principali ai ruperii posibile;

– la mijlocul deschiderii peretelui, unde datorită încovoierii, în planul său, în zona inferioară a peretelui se produc eforturi de întindere orizontale care se însumează cu eforturile de întindere provocate de împingerea laterală a umpluturii.

Examinând condițiile de echilibru ale nodului de lângă stâlp, unde se întretaie muchiile buncărului, este natural să se presupună că în muchia înclinată se produc eforturi de întindere, iar în muchiile orizontale, eforturi de compresiune.

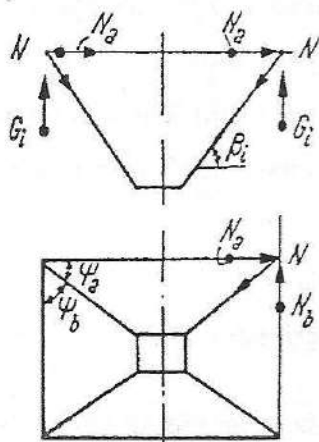


Fig. 13.9. Schema eforturilor în muchiile buncărului pâlnie.

Descompunând efortul din stâlpul G_i după trei direcții se determină eforturile în muchii. Efortul de întindere N (fig. 13.9), care acționează de-a lungul unghiului diedru, se determină astfel:

$$N = \frac{G_i}{\sin \beta_i}$$

unde: β_i este unghiul dintre muchia unghiului diedru și orizontală.

Eforturile de compresiune N_a și N_b ce iau naștere în elementele orizontale superioare care încadrează pereții buncărului se determină astfel:

$$N_a = N \cos\beta_i \cos \psi_a$$

$$N_b = N \cos\beta_i \cos \psi_b$$

Forțele tăietoare care iau naștere în elementele marginale ale pâlniei, lângă stâlpi, se determină ca reacțiuni pe reazeme ale unei grinzi simplu rezemate:

$$T_i = \frac{a}{6}(2N_i + N_{i+1}); \quad T_{i+1} = \frac{a}{6}(N_i + 2N_{i+1})$$

unde: N_i, N_{i+1} se determină cu formulele prezentate anterior; a – deschiderea laturii de calcul a buncărului.

Reazemul buncărului pâlnie pe secțiunea de calcul se verifică la forfecare cu relația:

$$A = \frac{T \cdot c}{R_f}$$

în care c este coeficient de siguranță (= 3);

$$R_f = \frac{R_i}{5}; \quad A = \frac{15T}{R_i};$$

R_i – rezistența betonului la compresiune din încovoiere; A – secțiunea peretelui în zona de legătură cu stâlpul; T – forța tăietoare.

Verificarea la forfecare se poate neglija atunci când fisurile pe reazem ale buncărului nu prezintă pericol.

Pentru buncărele joase (la care înălțimea părții prismatice nu depășește jumătate din deschidere), efectul încovoierii generale este în funcție de înălțimea pereților verticali. Când înălțimea părții prismatice reprezintă o mică parte din deschidere, rigiditatea buncărului depinde în special de rigiditatea pereților înclinați; dacă, însă, înălțimea părții prismatice atinge jumătate din deschidere, influența rigidității pereților înclinați asupra rigidității întregului buncăr se micșorează.

Pentru calculul buncărelor joase la încovoiere generală se determină eforturile de întindere, la partea inferioară a pâlniei, în secțiunea de la mijlocul deschiderii și se verifică pereții verticali la eforturi principale de întindere în secțiunile de lângă stâlpi.

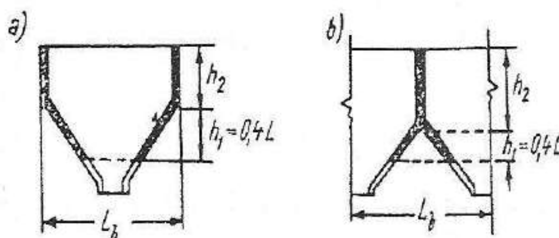


Fig. 13.10. Secțiunile de calcul ale buncărelor joase la încovoiere generală.

Determinarea eforturilor de întindere, care se produc la mijlocul deschiderii buncărului, datorită încovoierii generale, se face prin metoda aproximativă, cu folosirea formulelor de rezistență a materialului. În calcul se introduce secțiunea alcătuită din peretele vertical și dintr-o parte a

peretelui înclinat, care formează o muchie diedră (fig. 13.10). Partea de perete înclinat se consideră cu înălțimea $h = 0{,}4L$, ceea ce – în medie – corespunde cu $0{,}5L$ în planul peretelui.

Sarcina pe fiecare muchie se determină din greutatea totală a umpluturii, a buncărului și a planșeului, ținându-se seama de poziția centrului de greutate. Sarcina se consideră uniform distribuită.

Eforturile de întindere și de compresiune, care se produc datorită încovoierii generale la mijlocul deschiderii, se determină din formula:

$$\sigma_x = \frac{M}{W_m}$$

în care: M este momentul încovoietor din încărcări verticale; W_m – modulul de rezistență al secțiunii de calcul a muchiei față de axa orizontală care trece prin centrul de greutate.

Eforturile astfel calculate se adună cu eforturile de întindere care apar sub acțiunea împingerii laterale a umpluturii.

Eforturile principale de întindere în secțiunile pereților verticali, în apropierea imediată a reazemelor, se determină ca pentru grinzile cu secțiune dreptunghiulară cu înălțimea h_2. Eforturile unitare principale de întindere pe axa neutră, egale numeric cu eforturile tangențiale, se determină astfel:

$$\sigma_1 = \tau = \frac{T}{bz_0}$$

unde: T este forța tăietoare; b – grosimea peretelui vertical lângă axa neutră; z_0 – brațul de pârghie al eforturilor interioare, egal cu $0{,}8h_2$.

Efortul principal de întindere în axa neutră este înclinat la 45° față de orizontală.

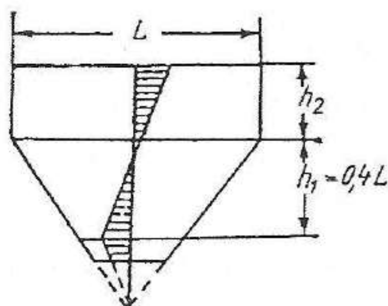


Fig. 13.11. Diagrama eforturilor în muchia laterală a buncărului, jos.

La buncărele înalte (înălţimea pereţilor verticali depăşeşte jumătate din deschidere), rigiditatea pereţilor verticali este mai mare decât a pereţilor pâlniei şi conlucrarea lor nu se consideră în calcul. Încovoierea generală este cuantificată prin calculul pereţilor ca nişte grinzi-pereţi solicitate la greutatea pâlniei suspendate, greutatea proprie şi greutatea planşeului superior.

Calculul grinzilor-pereţi (fig. 13.12) se reduce la determinarea eforturilor orizontale şi verticale, normal şi tangenţiale în punctele caracteristice.

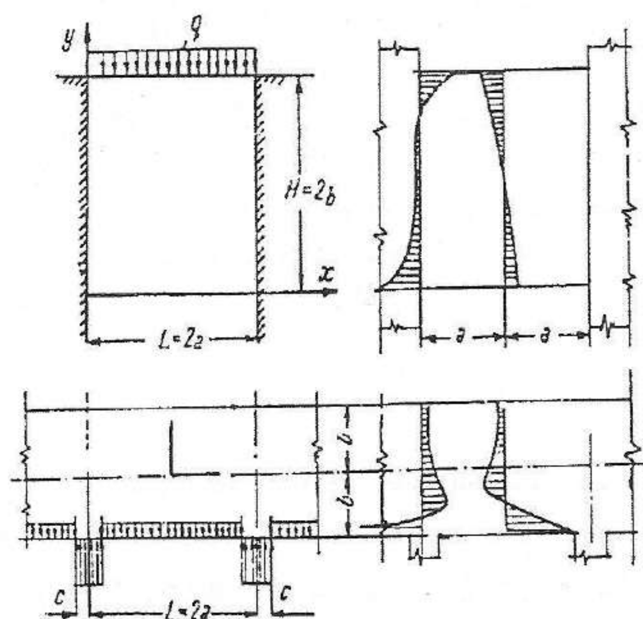


Fig. 13.12. Diagramele eforturilor în grinzile-pereţi dreptunghiulare.

Pentru calculul grinzilor-pereţi legate lateral cu stâlpi puternici şi realizate într-un ansamblu de buncăre, cu planşeu rigid superior – literatura de specialitate recomandă utilizarea tabelului 13.19.

În deschiderile marginale ale grinzii continue, solicitările şi eforturile unitare sunt mai mari decât în cele mijlocii, fapt pentru care se recomandă ca armătura întinsă inferioară, în deschiderile marginale, să fie cu 40-50% mai mare decât în deschiderile intermediare.

Se precizează că elementele prezentate în tabele pentru calculul grinzilor-pereți se referă la grinda-perete cu grosime unitară, iar pentru determinarea eforturilor unitare trebuie împărțit efortul unitar, calculat la grosimea peretelui. Eforturile obținute în calculul la încovoiere generală se adună cu eforturile calculate în faza precedentă.

Cu eforturile normale și tangențiale obținute în oricare punct al grinzii-perete, se pot determina eforturile unitare principale de întindere:

$$\sigma_{max,,min} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x + \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^{\ 2}}$$

unde: σ_x este efortul unitar pe suprafața secțiunii verticale; σ_y – efortul unitar pe suprafața secțiunii orizontale; τ_{xy} – efortul unitar tangențial.

Eforturile unitare tangențiale maxime sunt:

$$\tau_{max.} = \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2_{xy}}\ ,$$

iar

$$\mathrm{tg}\,2\varphi = -\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

unde φ este unghiul de înclinare față de suprafața verticală.

Pentru grinzile-perete încastrate pe reazeme, de obicei este suficientă determinarea eforturilor unitare principale de întindere în secțiunea deasupra reazemului, la mijlocul înălțimii.

Pentru grinzile-perete rezemate pe marginea inferioară, eforturile unitare principale de întindere trebuie determinate în câteva puncte ale jumătății inferioare, în apropierea reazemului; acest calcul, în unele cazuri, poate indica necesitatea întăririi zonei care vine în contact cu reazemul.

În prealabil, grosimea pereților buncărului se poate stabili cu ajutorul următoarei formule empirice:

$$\delta = (0{,}04\text{-}0{,}05)\ \sqrt{M}\ ,$$

în care: δ este grosimea peretelui, în cm; M – momentul încovoietor, în kgf·cm.

La buncărele cu jgheab (fig. 13.13), calculul la încovoiere generală reprezintă o problemă complicată şi laborioasă.

Calculul comportă următoarele etape:

– determinarea sarcinilor care provoacă încovoierea forţelor în planul lor;

– determinarea eforturilor unitare în secţiunile transversale ale feţelor, a momentelor încovoietoare, forţelor tangenţiale de compresiune şi de întindere şi eforturilor unitare principale;

– însumarea eforturilor obţinute în urma calculului suprafeţei prismatice cu eforturile de întindere datorate împingerii şi transmise de la pereţii frontali ai jgheabului.

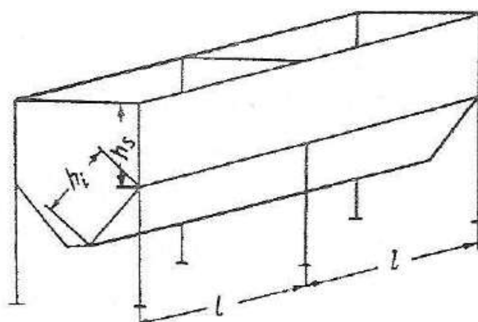


Fig. 13.13. Schema buncărului jgheab.

Determinarea încărcării de calcul care provoacă încovoierea fiecărei feţe în planul ei se realizează prin următoarele etape: pentru fiecare faţă se determină reacţiunile pe reazem din încărcări exterioare, a greutăţii proprii, greutatea umpluturii buncărului se aplică la reazemele feţelor înclinate şi orizontale iar împingerea orizontală se aplică reazemelor feţelor verticale şi înclinate (fig. 13.14-13.16).

Fiecare dintre presiunile de reazem determinate se descompune după direcţiile care converg în nodul feţelor. Suma algebrică a încărcărilor obţinute

constituie încărcarea de calcul cu care se determină momentele și forțele tăietoare care acționează în secțiunile fețelor precum și eforturile σ_1, σ_2, σ_3.

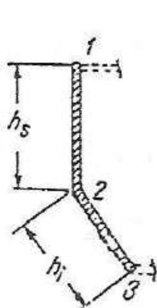


Fig. 13.14. Muchia de calcul a buncărului de tip jgheab.

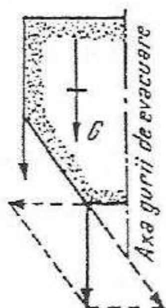


Fig. 13.15. Determinarea eforturilor de calcul în fețe, datorită greutății umpluturii.

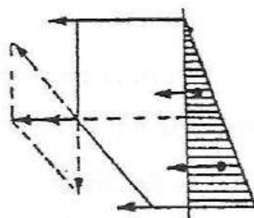


Fig. 13.16. Determinarea eforturilor de calcul în fețe, datorită împingerii orizontale a umpluturii.

13.2.5. Calculul buncărelor prefabricate și mixte

Buncărele prefabricate din beton armat sunt alcătuite din plăci prefabricate plane, monolitizate prin sudarea armăturilor și umplerea rostului cu beton de monolitizare. Atunci când sunt respectate condițiile de îmbinare, comportarea elementelor buncărelor prefabricate sub sarcină nu se deosebește de comportarea buncărelor monolite. Suplimentar metodologiei de calcul a buncărelor monolite, la buncărele prefabricate se face calculul îmbinărilor și verificările la eforturi care apar în timpul montajului.

Pentru calculul îmbinărilor plăcilor prefabricate din beton armat se determină eforturile de calcul cu relația:

$$N = \frac{A_f \sigma_c}{c} \text{ (efort preluat de armătura care se îmbină)}$$

în care: A_f este secțiunea armăturilor; σ_c – limita de curgere a armăturii; c – coeficient de siguranță.

Grosimea plăcuţelor, ecliselor şi a traverselor de legătură se stabileşte în funcţie de diametrul barelor armăturii (0,4-0,6 ∅).

Eclisele îmbinărilor sudate ale elementelor din beton armat se îmbină prin suprapunere sau cap-la-cap. În primul caz, sudarea se realizează prin rosturi frontale şi laterale, iar în al doilea caz – numai prin rosturi frontale.

Dimensiunile eclisei şi grosimea necesară cordoanelor de sudură se calculează cu formula:

$$h_c = \frac{N}{0{,}7 l_c . \tau_{af}}$$

în care: N este efortul în bara de armătură care se îmbină; l_c – lungimea cordonului de sudură care revine la o bară; τ_{af} – rezistenţa admisibilă la forfecare pentru cordoanele de sudură, considerată egală cu 1100 kg/cm^2 în cazul sudării cu electrozi imersionaţi .

Buncărele piramidale mixte reprezintă o combinaţie realizată dintr-un schelet de oţel şi plăci din beton armat, monolit sau prefabricat. Plăcile şi scheletul se calculează separat. Plăcile care reazemă pe schelet formează o podină care lucrează la încovoiere locală datorată presiunii umpluturii şi care transmite presiunea pe muchiile scheletului. Scheletul metalic formează un sistem spaţial nedeformabil care este alcătuit din muchiile înclinate ale pâlniei, nervuri orizontale şi care preia toate sarcinile ce acţionează asupra buncărului, transmiţându-le pe reazeme.

Muchiile înclinate ale pâlniei se calculează la întindere datorată acţiunii greutăţii proprii a pâlniei şi a materialului din buncăr.

Muchiile înclinate se unesc între ele la distanţe egale pe înălţime, prin nervuri orizontale care susţin plăcile din beton armat.

Plăcile prefabricate din beton armat se calculează la încovoiere datorată acţiunii componentei normale a presiunii umpluturii, ca plăci simplu rezemate pe mai multe reazeme. În calculul plăcii, presiunea umpluturii se consideră

sub formă uniform distribuită a cărei mărime este egală cu presiunea medie pe placă.

În calculul pereților de beton armat nu se ține seama de componenta înclinată de-a lungul pantei a presiunii umpluturii. Deschiderea teoretică a plăcii prefabricate de beton armat se ia egală cu distanța dintre axele muchiilor scheletului metalic. Atunci când plăcile buncărelor mixte se execută din beton armat monolit, ele se calculează ca grinzi continue sau plăci încastrate pe contur, în funcție de raportul dintre dimensiunile lor.

Atunci când muchiile orizontale nu se îmbină rigid la colțuri, momentele încovoietoare ale acestora se determină ca pentru o grindă cu o deschidere.

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

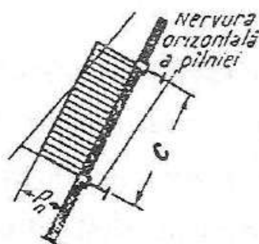


Fig. 13.17. Schema de calcul a plăcii prefabricate a pâlniei buncărului combinat.

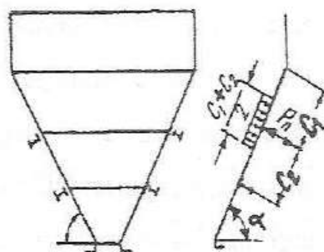


Fig. 13.18. Schema scheletului buncărului, cu muchiile pâlniei liber rezemate.

Atunci când muchiile orizontale se îmbină rigid la colțuri, momentele încovoietoare se determină ca pentru un cadru orizontal închis, momentele în nodurile cadrului fiind:

$$M_n = \frac{(p_1 + p_2 m^3) l_1^2}{12(1+m)}$$

iar momentele din câmp, cu formula:

$$M_c = \frac{p_1 l_1^2}{8} - M_n$$

în care:

$$m = \frac{l_2}{l_1}$$

p_1, p_2 – sarcini orizontale de calcul pe muchiile cu deschidere l_1, l_2:

$$p = \frac{p_n}{\sin\alpha}$$

A doua componentă a descompunerii nu se ia în considerare în calcul.

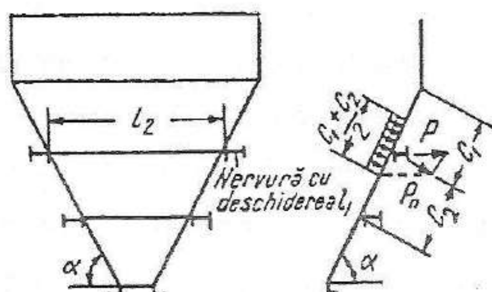


Fig. 13.19. Schema scheletului buncărului, cu cadre orizontale pe pâlnii.

Pentru buncăre pătrate în plan, momentele din nodurile cadrului sunt egale cu:

$$M_m = \frac{pl^2}{12}$$

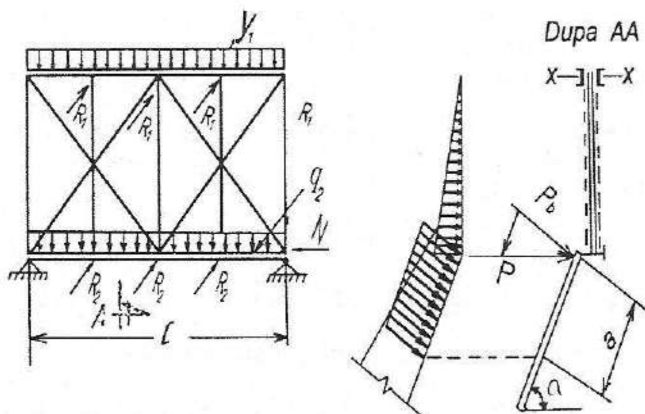


Fig. 13.20. Scheletul peretelui vertical al buncărului din grinzi cu zăbrele.

Valoarea eforturilor de întindere în muchiile orizontale ale pâlniilor buncărului se determină cu relația:

$$N_1 = \frac{p_n l_2}{2} \sin \alpha$$

în care: N_1 este efortul în muchia orizontală a deschiderii l_1; p_n – presiunea plăcii pe muchia orizontală a deschiderii l_1; l_2 – deschiderea celeilalte muchii; α – unghiul de înclinare al peretelui.

Secțiunile muchiilor orizontale se dimensionează la întindere excentrică.

Muchiile înclinate ale pâlniilor buncărelor piramidale transmit stâlpilor toate sarcinile care revin pâlniei din greutatea umpluturii și din greutate proprie.

Determinarea eforturilor de întindere în muchiile înclinate ale buncărelor mixte se face în mod analog cu determinarea eforturilor în secțiunile din apropierea stâlpilor, care apar datorită încovoierii generale în buncărele-pâlnii. Secțiunea muchiei înclinate se calculează la întindere centrică.

Scheletele pereților verticali ai buncărelor mixte se execută fie în formă de ferme (grinzi cu zăbrele), fie în forma unei serii de grinzi orizontale.

Calculul elementelor de susținere a buncărelor se efectuează ținându-se seama de următoarele sarcini:

– sarcini datorate planșeului de deasupra buncărului și greutății proprii a elementelor de umplutură a pereților. Aceste sarcini provoacă eforturi longitudinale în elementele grinzii zăbrele și, pe lângă aceasta, și încovoierea tălpilor și a grinzilor intermediare în plan vertical;

– presiunea orizontală, datorată împingerii orizontale a umpluturii buncărului și care variază triunghiular pe înălțimea peretelui vertical și produce încovoierea elementelor scheletului din planul acestuia;

– presiunea pe talpa inferioară a grinzii cu zăbrele, cauzată de placa superioară alăturată a pâlniei, care mărginește încovoierea din planul peretelui elementelor orizontale inferioare ale susținerilor;

– compresiunea elementelor orizontale inferioare datorată eforturilor provocate de muchiile înclinate ale pâlniilor care vin în contact cu stâlpii.

La calculul buncărelor cu mai multe celule trebuie luate în considerare încărcările unilaterale și bilaterale.

Elementele componente ale eșafodajului se verifică cu formula:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}$$

în care: σ este efortul unitar în fibra marginală; A – suprafața secțiunii transversale; W_x, W_y – module de rezistență în raport cu axele care trec prin centrul de greutate al secțiunii elementului.

13.3. Buncăre metalice

13.3.1. Elemente generale. Alcătuire

Buncărele metalice se realizează cu pereți plani, pereți rotunzi sau pereți flexibili.

Pereții buncărului plan sunt prevăzuți cu rigidizări din oțel lat sau din corniere amplasate la 1,5-2 m (fig. 13.21) .

La partea superioară și inferioară se prevăd rigidizări orizontale. Pâlnia se rigidizează cu corniere orizontale prinse cu suduri continue. Înnădirea tablelor la buncăre mari se face fie prin sudură în adâncime, fie cu eclisă. Gura pâlniei se întărește cu o ramă din cornier pe aripile căruia se prinde dispozitivul de închidere.

Rezemarea buncărului se face prin scoaterea în afara pereților laterali întăriți. Buncărele se fixează pe stâlpi, cu buloane.

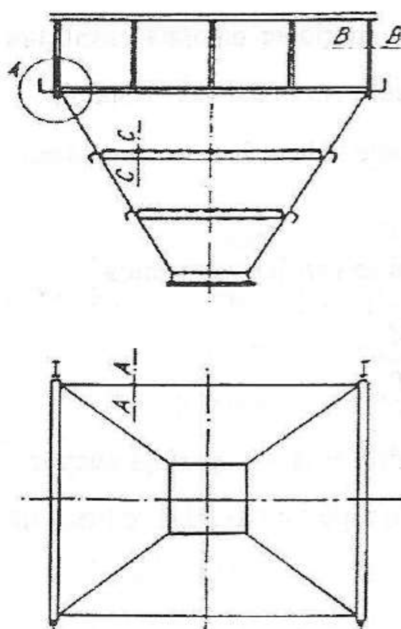


Fig. 13.21. Rigidizări ale buncărului.

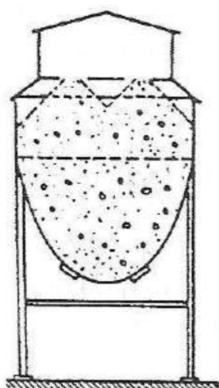


Fig. 13.22. Buncăr cu pereți flexibili.

Buncărele cu pereți rotunzi au o secțiune orizontală circulară, partea superioară are formă cilindrică, iar partea inferioară are formă conică. Pereții nu necesită rigidizări.

Buncărele rotunde se utilizează izolat, negrupate, deoarece gruparea nu este rațională. Rezemarea buncărelor rotunde se face pe eșafodaj din beton armat, prinderea efectuându-se la îmbinarea dintre zona cilindrică și cea a pâlniei, zonă în care buncărul are rigiditate și elemente de prindere corespunzătoare.

Buncărele cu pereți flexibili se caracterizează prin faptul că o porțiune are pereții plani, verticali sau puțin înclinați și o porțiune are forma parabolică (fig. 13.22).

Partea parabolică, formată din tablă fără rigidizări, este supusă eforturilor de întindere și este foarte avantajoasă din punct de vedere al consumului de material. Se folosește în practică acolo unde este nevoie de capacitate maximă de depozitare (depozite de minereuri, fabrici de ciment etc.).

Partea flexibilă se face din table așezate transversal, care se înnădesc prin petrecere la partea inferioară, unde se introduc bucăți de tablă separate pentru amenajarea gurilor de descărcare.

Partea flexibilă este susținută, după generatoare, de grinzi dimensionate să reziste pe deschiderea lor și la componente orizontale date de partea parabolică. Se recomandă ca prinderea să se realizeze cu excentricități cât mai mici.

13.3.2. Calculul buncărelor metalice

Buncărul este supus la presiunea materialului (fig. 13.25 și tabelele 13.22 și 13.23) calculată astfel:

$$p_v = \gamma \cdot h, \quad p_o = \gamma\, h\, \mathrm{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\psi}{2}\right), \quad p_n = p_v \cos^2\alpha + p_o \sin^2\alpha$$

Tabelul 13.22

Presiunea materialului pe pereții buncărelor puțin adânci

Peretele solicitat	Simbol presiune	Buncăre puțin adânci ($H_i < A'$)		
		Material fluid	Material necoeziv	Material coeziv
Vertical	p_v	$k_d \gamma \cdot h$	$k_d \gamma \cdot h$	$k_d \gamma \cdot h$
Orizontal	p_o	$k_d \gamma \cdot h$	$k_d \gamma \cdot h \cdot n'$	$k_d \gamma (h_i - h_o) \cdot n'$
Înclinat*	p_n	$k_d \gamma \cdot h$	$k_d \gamma \cdot h(\cos^2\alpha + m\sin^2\alpha)$	$k_d \gamma[\,h\cos^2\alpha + m(h - h_o)\sin^2\alpha]$ pentru $h > h_o$
				$k_d \gamma \cdot h \cdot \cos^2\alpha$ pentru $h < h_o$

Tabelul 13.23

Presiunea materialului pe pereții buncărelor adânci

Peretele solicitat	Simbol presiune	Buncăre adânci ($H_i > A'$)		
		Material fluid	Material necoeziv	Material coeziv
Vertical	p_v	$k_d \gamma \cdot h$	$k_d \varepsilon \cdot \gamma \cdot h$	$k_d \gamma[\varepsilon \cdot h - (1 - \varepsilon) \cdot h_o]$
Orizontal	p_o	$k_d \gamma \cdot h$	$k_d \varepsilon \cdot \gamma \cdot h \cdot n'$	$k_d \gamma \cdot \varepsilon(h - h_o) \cdot h'$
Înclinat*	p_n	$k_d \gamma \cdot h$	$k_d \varepsilon \cdot \gamma \cdot h(\cos^2\alpha + n'\sin^2\alpha)$	$k_d \gamma\, \varepsilon\, (h - h_o)(\cos^2\alpha + n^2\sin^2\alpha)$

Notă. Perete frontal înclinat cu unghiul α față de orizontală; pentru peretele înclinat lateral unghiul α devine α'.

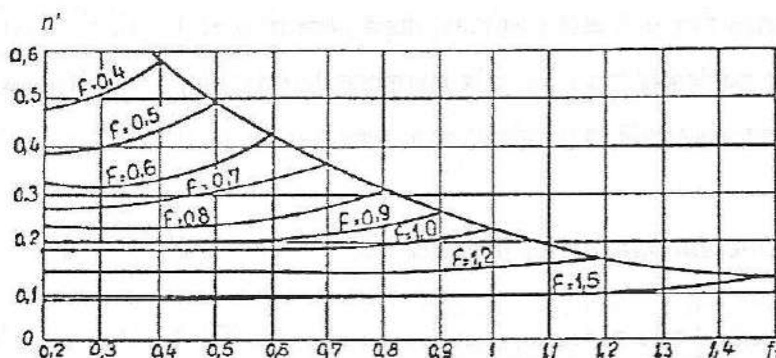


Diagrama 1. Coeficientul presiunii laterale n'.

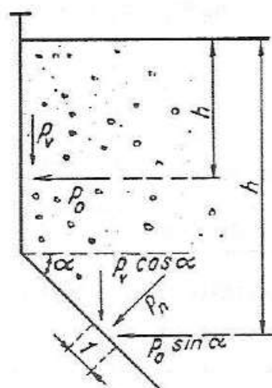


Fig. 13.23. Descompunerea presiunilor.

Când buncărul este realizat din plăci plane, plăcile se dimensionează la încovoiere și întindere:

$$\sigma = \sigma_{inc.} + \sigma_i$$

$$\sigma_{inc} = \frac{\pi^2 EI\alpha}{(1-\mu^2)a^2 \cdot t}; \quad \sigma_i = \frac{6p_o a^2}{8t^2}k,$$

unde: a este deschidere placă; t – grosime placă; α – coeficient rezultat din:

$$\alpha\,(1+\alpha)^2 = \frac{3f_o^{\,2}}{t^2};$$

k – o funcție hiperbolică ce depinde de $\frac{\pi}{2}\sqrt{\alpha}$.

Rigidizările verticale (fig. 13.24) sunt grinzi simplu rezemate cu deschidere l, acționate de o încărcare ap_o.

Volumul materialului stocat se calculează pe baza volumului buncărului.

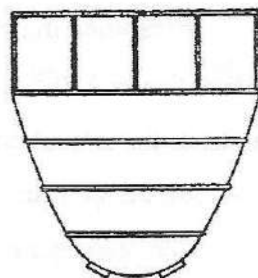


Fig. 13.24. Rigidizări.

Capacitatea reală a unui buncăr descoperit, pentru un anumit unghi de taluz natural, se calculează astfel:

$$h_{max.} = l_{max.} - \frac{f}{2} - \sqrt{\frac{f^2}{4} + \frac{\zeta_0}{\gamma \cdot l_{max}}} \text{ [m]}$$

unde: $l_{max.}$ este distanța maximă de la vârful conului până la pereții buncărului; f – coeficient de frecare interioară a materialului vărsat = tgφ; ζ_o – rezistența inițială la forfecare a materialului (conform tabelului 13.24), în daN/cm^2.

Calculul de rezistență are la bază dimensionarea pereților și structurilor de rezistență care susțin pereții la solicitări care apar în exploatare din cauza diferitelor sarcini (fig. 13.25).

Calculul structurilor de susținere se realizează separat, în funcție de sistemul de rezemare, de alcătuire etc.

Încărcările care solicită buncărele sunt:

– presiunea datorată materialului depozitat;

– presiunea sau depresiunea interioară;

– sarcini suplimentare rezultate din condiția de montaj și exploatare;

– sarcini dinamice datorate: dispozitivelor de golire vibratoare, încărcării cu macarale cu graifer, amplasamentului față de calea ferată, închiderii orificiului de evacuare a buncărelor care nu s-au golit complet, surpării de mase mari de materiale când se sparg bolțile formate de materiale tasate;

– sarcini datorate seismului, vântului, zăpezii, care se iau în considerare la calculul suporților de susținere.

Presiunile admisibile de întindere, încovoiere, compresiune sunt determinate conform STAS 763/1971, prin împărțirea limitei de curgere minime a oțelurilor respective la coeficientul de siguranță $C_s = 1,6$.

Presiunea materialului pe pereții buncărului este determinată de natura materialelor. Astfel, pentru materiale fluide și vâscoase, presiunea se determină hidrostatic, presiunea la un anumit nivel fiind determinată de greutatea coloanei de material la nivelul considerat.

Curgerea materialelor este determinată de coeficientul de frecare dintre material și pereții buncărului, de mărimea particulelor și de frecarea internă a materialului depozitat, respectiv de friabilitatea acestuia.

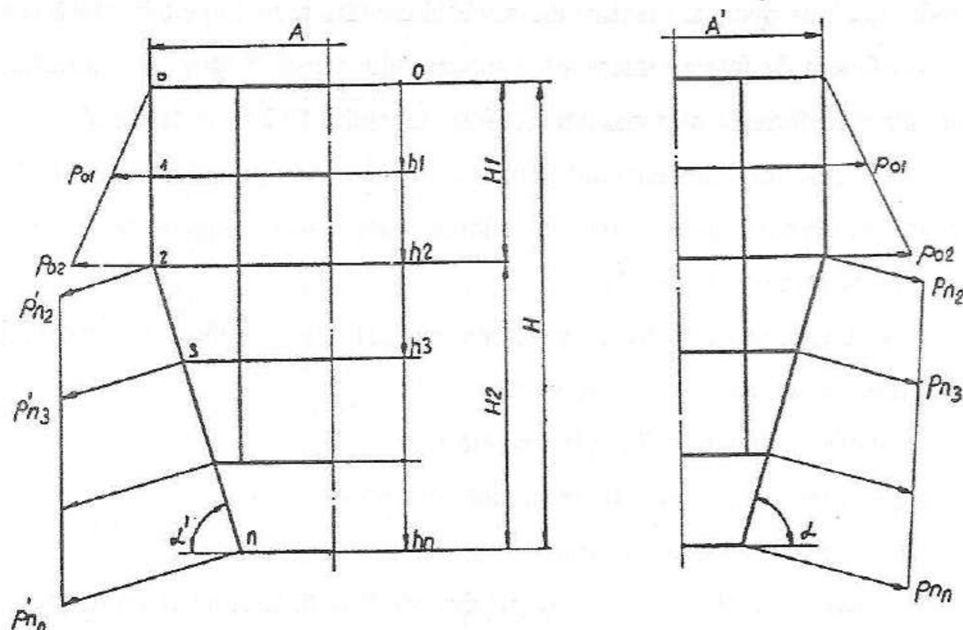


Fig. 13.25. Elemente necesare în calculul de rezistență.

Date pentru calculul presiunii materialului pe pereți:

$$h_o = \frac{2.\tau_o}{\gamma} \cdot \frac{1+\sin\cdot\varphi}{\cos\varphi} \approx \frac{4,7\cdot\tau_o\cdot\sqrt{f}}{\gamma}; \quad f = \text{tg}\,\varphi$$

$$n' = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$ (conform tabelului 13.25 sau diagramei 1);

$$m = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \approx \frac{0{,}18}{f};$$

$\varepsilon = \frac{1}{x}\left(1-\frac{1}{e^x}\right)$, coeficient care ține seama de forțele verticale și de frecare ale materialului vărsat pe pereții buncărului, conform tabelului 13.26.

Raza hidraulică a buncărului R_h este egală cu raportul dintre suprafața orizontală a buncărului și perimetrul său, conform tabelului 13.28.

Valorile coeficientului dinamic k_d sunt redate în tabelul 13.29. În cazul în care intervin două sau mai multe criterii specificate în tabelul 13.29, în același timp, se va lua produsul valorilor respective.

Valorile coeficientului dinamic sunt mai mari pentru buncăre mai mici.

Tabelul 13.24

Rezistența inițială la mișcarea materialului depozitat

Material	ζ_o[daN/cm^2]	Material	ζ_o [daN/cm^2]
Nisip de turnare	0,0073-0,0125	Turbă	0,005
Cereale	0,0017	Huilă uscată, bucăți mici, 10-60 kg	0,0033
Cenușă	0,0042	Huilă uscată, bucăți medii, 60-160 kg	0,0039-0,0043
Cocs	0,0022	Huilă uscată, bucăți mari, > 160 kg	0,0049
Făină	0,0030	Huilă cu umiditate 5-6%	0,0093
Rumeguș de lemn uscat	0,0025	Ipsos	0,005
Rumeguș de lemn umed	0,01	Ciment	0,0041
Tărâțe	0,003	Zgură	0,007
Nisip uscat	0,0037	Nisip umed	0,0096

Observații:

– valorile indicate în tabelul 13.24 sunt valabile numai pentru o depozitare scurtă, de câteva zile;

– pentru depozitări mai îndelungate se vor lua valori de 5-6 ori mai mari;

– pentru materiale necoezive, unde $\tau_u = 0$, se va lua în calcul τ_u = 0,0015 la 0,002 daN/cm^2.

Tabelul 13.25

Determianrea coeficientului n'

Nr. crt.	Felul materialului depozitat	γ [daN/cm³]	φ	$n' = tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$
1.	Minereu de fier aglomerat	0,0017-0,002	45°	0,17
2.	Minereu de fier (magnetit)	0,0025 -0,0035	45°	0,17
3.	Minereu de fier (hematită)	0,002-0,0028	45°	0,17
4.	Minereu de fier (limonit)	0,0012-0,002	45°	0,17
5.	Minereu de mangan	0,0018-0,002	40°	0,22
6.	Magnezit pulbere	0,0021-0,00215	40°	0,22
7.	Țunder	0,0014-0,0021	30-35°	0,35-0,27
8.	Cuarț	0,00137-0,00156	40°	0,22
9.	Cărbune antracit	0,00095-0,0014	30°	0,35
10.	Cărbune lignit	0,000620	35-45°	0,27-0,13
11.	Cărbune mărunt	0,000750	35-50°	0,35-0,17
12.	Cocs	0,00045-0,00075	30-50°	0,35-0,13
13.	Zgură uscată	0,000850	35°	0,27
14.	Piatră de var	0,0014-0,0017	35-45°	0,27-0,17
15.	Var calcinat	0,0008-0,0011	30-45°	0,35-0,17
16.	Ghips mărunt	0,0013	40°	0,22
17.	Pietriș umed	0,0019-0,002	25°	0,41
18.	Pietriș uscat	0,0018	30-45°	0,35-0,17
19.	Nisip uscat	0,0015-0,0016	30-35°	0,30-0,27
20.	Nisip fin umed	0,002	20°	0,49
21.	Ciment	0,0016	30°	0,35
22.	Carbid	0,0009	28°	0,36

Tabelul 13.26

Determinarea coeficientului ε

x	0,2	0,4	0,6	0,8	1	2	3	4	5	6	7	8
ε	0.906	0.824	0.752	0.688	0.632	0.432	0.318	0.248	0.198	0.167	0.142	0.125

Tabelul 13.27

Formule de calcul pentru x

Simbol	Buncăr puțin adânc	Buncăr adânc
x	$\frac{n' \cdot H_1 \cdot f_1}{R_h}$	$\frac{n'(H_1 - h_0) \cdot f_1}{R_h}$

Tabelul 13.28

Determinarea razei hidraulice R_h

Simbol	Secțiune pătrată (rotundă)	Secțiune dreptunghiulară
R_h	$\frac{A}{4}; \left(\frac{D}{4}\right)$	$\frac{A.A'}{2(A+A')}$

Tabelul 13.29

Determinarea coeficientului k_d

Criterii	k_d	
	Buncăre puțin adânci	Buncăre adânci
Buncăre transportabile	1,6	$0{,}8\frac{N_1}{A'}$
Buncăr cu dispozitiv de golire vibratoriu	1,3-1,5	$(0{,}65\text{-}0{,}75)\ \frac{N_1}{A'}$
Buncăre încărcate de la înălțimi mari	1,1-1,4	$(0{,}55\text{-}0{,}7)\ \frac{N_1}{A'}$
Buncăre cu orificiu de golire central, închidere orificiu	1,05-1,15	$(0{,}525\text{-}0{,}575)\ \frac{N_1}{A'}$
Buncăre cu fundații care suportă vibrații	1,1-1,3	$(0{,}55\text{-}0)\ \frac{N_1}{A'}$
Surparea bolții în materiale tasate	2	$\frac{H_1}{A'} = 4{,}2$; $N_d = 2{,}8$

Calculul grosimii pereților și capacului. Sub acțiunea sarcinilor statice și dinamice în pereții unui buncăr încărcat iau naștere tensiuni de întindere, compresiune, încovoiere și torsiune.

Acestea din urmă apar în special în cazul formei asimetrice a buncărului și la încărcarea excentrică a acestuia cu material.

Calculul exact de rezistență este extrem de complex; de aceea, în practică se aplică metode simplificatoare de calcul al plăcilor subțiri simplu rezemate, semiîncastrate sau încastrate, în funcție de soluția constructivă adoptată, încărcate cu o sarcină uniform distribuită.

Sarcina de calcul este presiunea medie a două nivele calculate.

Grosimea panourilor pereților și a capacului se determină cu următoarea formulă:

$$\delta = a\sqrt{-\frac{6 \cdot p_{med}}{C_1 \cdot \sigma_a}} + C_\eta$$

În construcția buncărelor apar suprafețe de plăci dreptunghiulare, pătrate, triunghiulare și trapezoidale, rezultate din forma geometrică a acestora.

Pentru suprafețele plăcilor care au forma geometrică diferită de dreptunghi și pătrat, se introduce noțiunea de suprafață echivalentă necesară determinării solicitării asupra acestuia, în vederea dimensionării sau verificării (fig. 13.26).

Formulele de calcul de echivalare sunt conținute în tabelul 13.30.

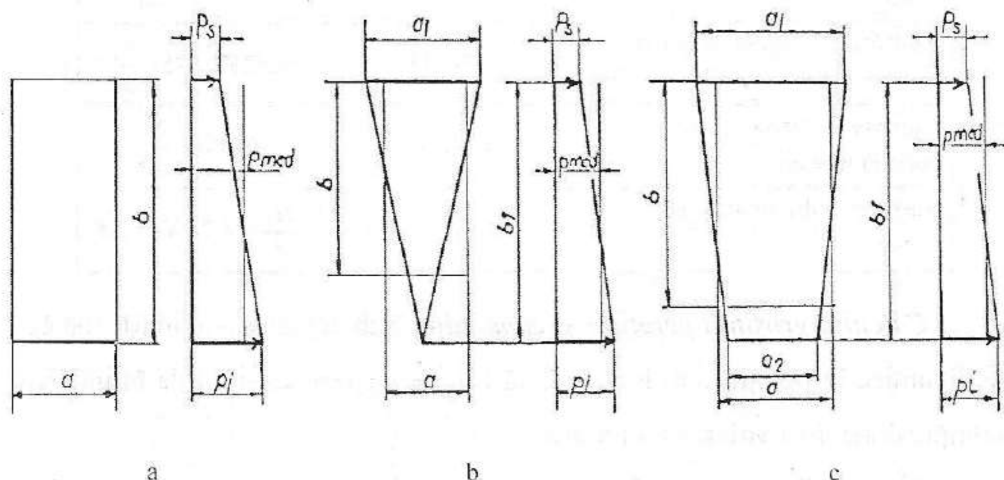


Fig. 13.26

Tabelul 13.30

Formule de calcul de echivalare

Forma peretelui	Fig.	a	b	P_{med}*	
				Perete vertical	Perete înclinat
Drept-unghiulară	13.26,*a*	A	B	$\frac{p_{a1}+p_{as}}{2}+p_i$	$\frac{p_{ni}+p_{ns}}{2}+p_i$
Triunghiu-lară	13.26,*b*	$\frac{2a_1}{3}$	$b_1-\frac{a_1}{6}$	–	$\frac{p_{n1}+2p_{ns}}{3}+p_i$
Trape-zoidală	13.26,*c*	$\frac{a_1(a_1+2a_2)}{1{,}5(a_1+a_2)}$	$b_1-\frac{a_1(a_1-a_2)}{6(a_1+a_2)}$	–	$\frac{a_1(p_{ni}+2p_{ns})+a_2(2p_{ni}+p_{ns})}{3(a_1+a_2)}+p_i$

Tabelul 13.31

Determinarea coeficientului C_1

Raportul $\frac{b}{a}$	Coeficientul C_1	
	Placă încastrată	Placă simplu rezemată
1	19,5	20,9
1,2	15,6	16
1,4	13,7	13,3
1,6	13,2	11,6
1,8	12,2	10,6
2	12,1	9,8
3	12	8,4
4	12	8,1
8	12	8

Săgețile panourilor de la pereți și capace se determină cu formulele din tabelul 13.32, în funcție de modul de rezemare al acestora.

Săgeata maximă a tablei nu trebuie să depășească în mod curent 1/200 din deschiderea b și, în mod excepțional, 1/150 b.

Verificarea structurii de rezistență a buncărelor. Buncărele se sprijină în mod curent pe rama superioară sau în zona de îmbinare a părții prismatice cu fundul.

Tabelul 13.32

Determinarea valorii săgeții f

Raportul $\frac{b}{a}$	**Săgeata** f	
	Placă simplu rezemată pe contur	**Placă încastrată pe contur**
1	$0{,}0406 \cdot p \cdot a^4 / M$	$0{,}01275 \cdot p \cdot a^4 // M$
1,5	$0{,}0768 \cdot p \cdot a^4 / M$	$0{,}022 \cdot p \cdot a^4 / M$
2	$0{,}1012 \cdot p \cdot a^4 / M$	–
3	$0{,}1218 \cdot p \cdot a^4 / M$	–
4	$0{,}128 \cdot p \cdot a^4 / M$	–
	$0{,}13 \cdot p \cdot a^4 / M$	$0{,}026 \cdot p \cdot a^4 / M$

Notă: $M = 0{,}915 \cdot E \cdot \delta^3$

Modul de calcul diferă în funcție de natura solicitărilor, deoarece se prezintă calculul pentru fiecare caz în parte.

Rețeaua structurii de rezistență se alege astfel încât eforturile unitare să fie aproximativ egale în toate elementele structurii buncărului.

Calculul se face pentru zonele cu eforturi unitare maxime (de regulă, cu cele de la baza părții prismatice și ale fundului).

În cazul buncărelor închise, cu presiune interioară, pentru calcul se va însuma, la presiunea dată de material, presiunea interioară.

Buncărele rezemate pe rama superioară prezintă rigidizări orizontale ale scheletului metalic, care formează cadre orizontale. Fiecare rigidizare a cadrului este solicitată la întindere și încovoiere de sarcina uniform distribuită q, rezultată din presiunea normală pe porțiunea de perete aferentă. Ipoteza de rezemare a capetelor rigidizărilor este simplu rezemată, când colțurile cadrului orizontal nu sunt legate rigid, și încastrate, când colțurile sunt rigid legate.

Rigidizările orizontale pe pereții înclinați. Verificarea rigidizărilor orizontale la nivelul 2 se face conform relației:

$$\sigma_{ef} = \frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_{max}}{W_{ef}} < \sigma_a$$

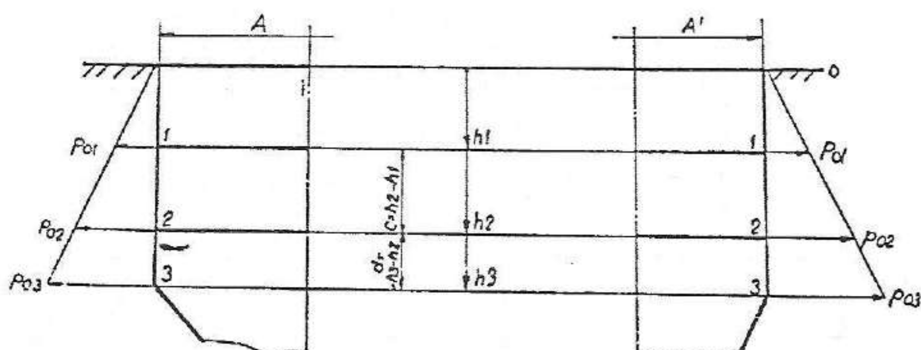


Fig. 13.27

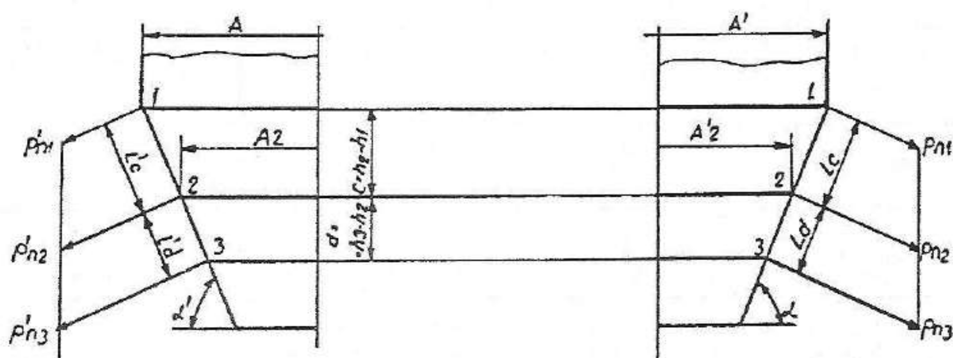


Fig. 13.28

Forța de întindere se calculează conform tabelelor 13.33-13.36. Momentul maxim de încovoiere se calculează ca pentru profile nelegate rigid la colțuri, alegându-se valoarea maximă dintre momentul de încovoiere în nod și momentul de încovoiere între reazeme.

Tabelul 13.33

Simbol	Profil de lungime A	Profil de lungime A'
Q	$\frac{1}{2}\left[\left(\frac{p_{o1}+p_{o2}}{2}+p_i\right)c+\left(\frac{p_{o2}+p_{o3}}{2}+p_i\right)d\right]$	
R	$\frac{q \cdot A}{2}$	$\frac{q \cdot A'}{2}$
M_{max}	$\frac{q \cdot A^2}{8}$	$\frac{q \cdot A'^2}{8}$

Tabelul 13.34

Simbol	Profil de lungime A	Profil de lungime A'
M_{nod}	$\frac{q(A^3+A'^3)}{12(A+A')}$	
M_d	$\frac{q\cdot A^2}{8}-M_{nod}$	$\frac{q\cdot A'^2}{8}-M_{nod}$

Tabelul 13.35

Simbol	Profil de lungime A_2	Profil de lungime A_2'
q	$\frac{1}{2}\left[\left(\frac{p_{n1}+p_{n2}}{2}+p_i\right)L_c+\left(\frac{p_{n2}+p_{n3}}{2}+p_i\right)L_d\right]$	–
q'	–	$\frac{1}{2}\left[\left(\frac{p'_{n1}+p'_{n2}}{2}+p_i\right)L'_c+\left(\frac{p'_{n2}+p'_{n3}}{2}+p_i\right)L'_d\right]$
N	$\frac{q\cdot A_2}{2}$	$\frac{q'\cdot A_2'}{2}$
M_{max}	$\frac{q\cdot A_2^2}{8}$	$\frac{q'\cdot A_2'^2}{8}$

Note: $L_c=\frac{C}{\sin\alpha}$; $L_d=\frac{d}{\sin\alpha}$; $L'_c=\frac{C'}{\sin\alpha}$; $L'_d=\frac{d}{\sin\alpha'}$

Tabelul 13.36

Simbol	Profil de lungime A_2	Profil de lungime A_2'
M_{nod}	$\frac{q\cdot A_2^3+q'\cdot A_2'^3}{12(A_2+A'_2)}$	
M_d	$\frac{q\cdot A_2^2}{8}-M_{nod}$	$\frac{q'\cdot A_2'^2}{8}-M_{nod}$

Rigidizări orizontale pe capac. Verificarea rigidizărilor orizontale pe capac se face conform relației:

$$\sigma_{ef}=\frac{N}{A_{ef}}+\frac{M_{max}}{W_{ef}}<\sigma_a$$

Forța de întindere și momentul maxim se calculează conform tabelului 13.39.

Verificarea rigidizărilor de la racordarea fundului cu pereţii verticali. Rigidizările de la racordarea fundului cu partea verticală sunt solicitate de către o sarcină uniform distribuită q_0 rezultată din presiunea pe peretele vertical, presiunea pe porţiunea de fund dintre racordare şi prima rigidizare şi greutatea fundului cu material. Rigidizările de la racordare se consideră ca un cadru orizontal. Verificarea rigidizărilor de la racordarea pâlniei cu peretele vertical se face conform relaţiei:

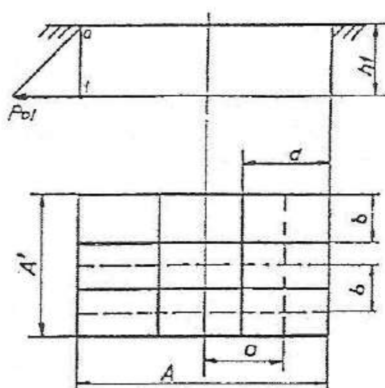


Fig. 13.29

$$\sigma_{ef} = \frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_{max}}{W_{ef}} < \sigma_a$$

Forţa axială se calculează conform tabelului 13.37. Momentul încovoietor maxim se calculează pentru profilele nelegate rigid la colţuri, alegându-se valoarea maximă dintre momentul de încovoiere din nodurile cadrului şi momentul de încovoiere între reazeme.

În cazul existenţei unor sarcini concentrate, acestea se vor lua în considerare corespunzător mărimii şi poziţiei lor.

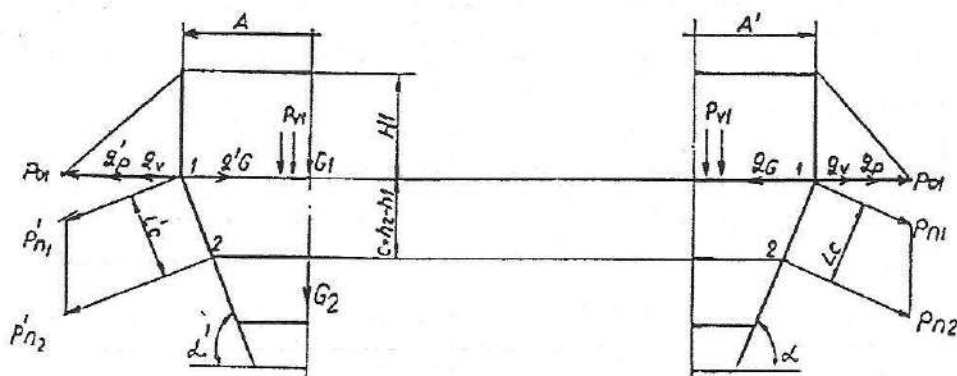


Fig. 13.30

Tabelul 13.37

Calculul forței axiale

Simbol	Profil de lungime A	Profil de lungime A'
q_v	$\frac{(p_{01}+p_i)H_1}{3}$	
q_p, q'_p	$q_p=\frac{1}{2}\left[\left(\frac{p_{m_1}+p_{m_2}}{2}+p_i\right)L_c x\sin\alpha\right]=$ $=\frac{1}{4}(p_{m_1}+p_{m_2}+2p_i)c$	$q'_p=\frac{1}{2}\left[\left(\frac{p'_{m_1}+p'_{m_2}}{2}+p_i\right)L'_c x\sin\alpha\right]=$ $=\frac{1}{4}(p'_{m_1}+p'_{m_2}+2p_i)c$
q_p, q'_p	$q_G=\frac{G^*}{2(A+A')}\cdot\text{ctg}\alpha$	$q_G=\frac{G^*}{2(A+A')}\cdot\text{ctg}\alpha'$
q_0, q'_0	$q_0=\frac{(p_{01}+p_i)H_i}{3}+$ $+\frac{1}{4}(p_{n1}+p_{n2}+2p_1)c-$ $-\frac{G^*}{2(A+A')}\text{ctg}\alpha$	$q'_0=\frac{(p_{01}+p_i)H_i}{3}+$ $q'_0=+\frac{1}{4}(p'_{n1}+p'_{n2}+2p_1)c-$ $-\frac{G^*}{2(A+A')}\text{ctg}\alpha'$
N	$\frac{1}{2}\cdot q'_0\cdot A'$	$\frac{1}{2}\cdot q_0\cdot A$
M_{max}	$\frac{1}{8}\cdot q_0\cdot A^2$	$\frac{1}{8}\cdot q'_0\cdot A'^2$

* $G=G_1+G_2$

$G_1=p_{v1}\cdot A\cdot A'$, conform figurii 13.30.

Tabelul 13.38

Simbol	Profil de lungime A	Profil de lungime A'
M_{nod}	$\frac{(q_0+q'_0)(A^3+A'^3}{24(A+A')}$	
M_d	$\frac{q_0\cdot A^2}{8}-M_{nod}$	$\frac{q'_0\cdot A'^2}{8}-M_{nod}$
q; q'	$q=\left\|\pm p_i\cdot a-\frac{q_{A'}}{A'}\right\|$	$q'=\left\|\pm p_i\cdot b-\frac{q_a}{a}\right\|$
N	$\frac{1}{2}\cdot p_{a1}\cdot h_1\cdot a$	$\frac{1}{2}\cdot p_{a1}\cdot h_1\cdot b$
M_{max}	$\frac{q\cdot A^2}{8}$	$\frac{q'\cdot A'^2}{8}$

Verificarea rigidizărilor verticale pe pereții verticali. Rigidizările verticale ale structurii de rezistență se calculează la întindere, sub acțiunea greutății buncărului cu conținutul lui, și la încovoiere, sub acțiunea presiunii materialului pe pereți.

Rigidizarea verticală se consideră ca o grindă simplu rezemată, încărcată cu o sarcină distribuită trapezoidal.

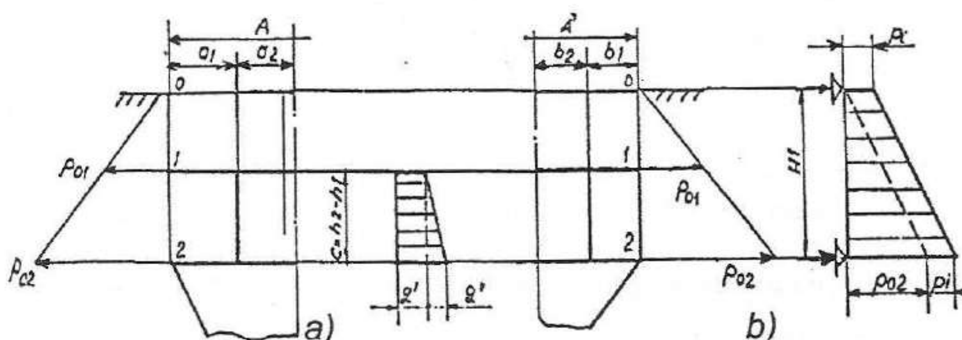


Fig. 13.31

Verificarea rigidizării verticale între nivelele *1* și *2* (conform figurii 13.31) se face cu relația:

$$\sigma_{ef} = \frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_{max}}{W_{ef}} < \sigma_a$$

Forța de întindere și momentul maxim de încovoiere se calculează conform tabelului 13.39.

Pentru $c > 200$ mm se va considera sarcina distribuită trapezoidal: $p = q'c + \frac{q''\cdot c}{2}$ conform figurii 13.31,*a*.

$$M_{max} = B\cdot X - \frac{q'X^2}{2} - \frac{q''X^2}{2c}\cdot\frac{X}{3};\quad B = \frac{q'c}{2} + \frac{q''c}{6}$$

$q' = (p_{01} + p_i)\cdot L$, sarcină uniform distribuită pe grinda de lungime c;

$q'' = (p_{02} - p_{01})\cdot L$, sarcină distribuită triunghiular pe grinda de lungime c;

$X = (0{,}42\text{-}0{,}75)c$, distanța la care momentul încovoietor este maxim.

Tabelul 13.39

Calculul forței de întindere și al momentului maxim

Simbol	Profil pe peretele frontal	Profil pe peretele lateral
N	$\frac{p_i AA'+G'}{2(A+A')}L$	
L	$\frac{a_1+a_2}{2}$	$\frac{b_1+b_2}{2}$
M_{max}*	$\frac{q_{med}\cdot c^2}{8}$	
Q_{med}*	$\left(\frac{p_{02}+p_{01}}{2}+p_i\right)L$	

* Relații valabile pentru $c \leq 200$ mm

Valoarea momentului maxim se stabilește prin încercări, cu valori pentru X în intervalul indicat.

Dacă există rigidizare verticală continuă între nivelul 0 și 2 (fig. 13.31), aceasta se consideră grindă simplu rezemată încărcată cu o sarcină distribuită trapezoidal, conform figurii 13.31,*b*, sau triunghiular, dacă $p_i = 0$, în care caz:

$$M_{max.} = 0{,}128 \cdot q_2 \cdot H_1^2$$

$$q_2 = p_{02} \cdot L$$

Verificarea rigidizărilor verticale de pe pereții înclinați. Rigidizările verticale pe pereții înclinați sunt solicitate la întindere, datorată greutății buncărului cu conținutul lui, și la încovoiere, sub acțiunea presiunii materialului pe pereți.

Aceste rigidizări se consideră grinzi simplu rezemate încărcate cu o sarcină distribuită trapezoidal.

Dacă diferența valorilor presiunilor normale pe perete la două nivele calculate este neglijabilă, se poate introduce în calcul o sarcină medie uniform distribuită.

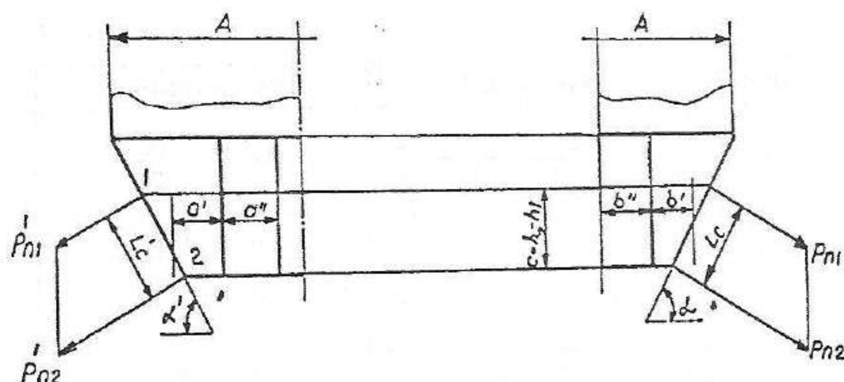


Fig. 13.32

Verificarea rigidizării între nivelele *1* şi *2*, conform figurii 13.32, se face cu relaţia:

$$\sigma_{ef} = \frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_{max}}{W_{ef}} < \sigma_a$$

Forţa de întindere şi momentul încovoietor maxim se calculează conform tabelului 13.40.

În cazul în care sarcina se consideră distribuită trapezoidal, momentul maxim se calculează conform tabelului 13.41.

Tabelul 13.40

Calculul forţei de întindere şi al momentului maxim

Simbol	Profil înclinat în unghiul α faţă de orizontală	Profil înclinat în unghiul α' faţă de orizontală
N	$\frac{p_i AA'+G'}{2(A+A')\sin\alpha}L$	$\frac{p_i AA'+G'}{2(A+A')\sin\alpha'}L'$
M_{max}	$\frac{q}{8}L_c^2$	$\frac{q'}{8}L_c'^2$
q, q'	$q=\left(\frac{p_{n1}+p_{n2}}{2}+p_i\right)L$	$q=\left(\frac{p'_{n1}+p'_{n2}}{2}+p_i\right)L'$
L, L'	$L=\frac{a'+a''}{2}; a'=\frac{a_1(a_1+2a_2)}{1{,}5(a_2+a_1)}$	$L'=\frac{b'+b''}{2}; b'=\frac{b_1(b_1+2b_2)}{1{,}5(b_2+b_1)}$
L_c, L_c'	$L_c=\frac{c}{\sin\alpha}$	$L'_c=\frac{c}{\sin\alpha'}$

Tabelul 13.41

Simbol	Profil înclinat α	Profil înclinat α '
M_{max}	$B\cdot X-\frac{q'X^2}{2}-\frac{q''X^2}{2L_c}\cdot\frac{X}{3}$	$B\cdot X-\frac{q'X^2}{2}-\frac{q''X^2}{2L'_c}\cdot\frac{X}{3}$
q'	$(p_{n1}+p_i)L$	$(p'_{n1}+p_i)L'$
q''	$\left(\frac{p_{n2}-p_{n1}}{2}+p_i\right)L$	$\left(\frac{p'_{n2}-p'_{n1}}{2}+p_i\right)L'$
B	$\frac{q'.L_c}{2}+\frac{q''.L_c}{6}$	$\frac{q'L'_c}{2}+\frac{q''L'_c}{6}$
X	$(0,42\text{-}0,75)L_c$	$(0,42\text{-}0,75)L'_c$

Verificarea rigidizărilor de colț

Rigidizări de colț ale pereților verticali. Rigidizările de colț ale pereților verticali se calculează în relația:

$$\sigma_{ef}=\frac{N}{A_{ef}}+\frac{M_{max}}{W_{ef}}<\sigma_a$$

fiind solicitate la întindere datorată greutății buncărului cu conținutul lui și la încovoiere, sub acțiunea presiunii materialului.

Rigidizarea se consideră ca o grindă simplu rezemată încărcată cu o sarcină distribuită trapezoidal, conform figurii 13.31.

Forța de întindere și momentul maxim de încovoiere se calculează conform tabelului 13.42.

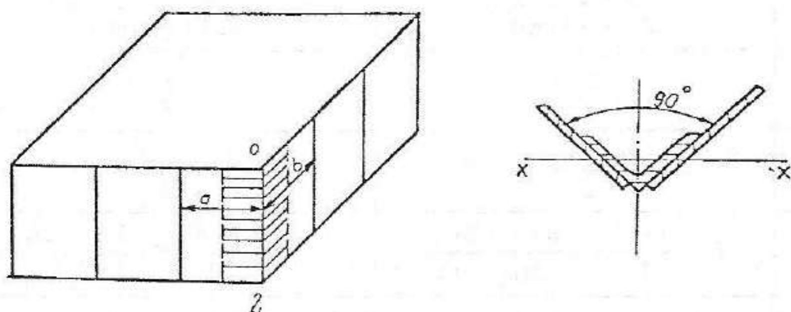


Fig. 13.33

Tabelul 13.42

Calculul forței de întindere și al momentului maxim

Simbol	Relații
N	$\frac{p_i AA'+G'}{4}$
L	$L=a$ dacă $a>b$ $L=b$ dacă $a<b$
M_{max}	$\sqrt{2}.\left[B\cdot X-\frac{q'X^2}{2}-\frac{q''X^2}{2H_1}\cdot\frac{X}{3}\right]$
q'	$(p_{02}+p_i)\cdot L$
q''	$P_{02}\cdot L$
B	$\frac{q'.H_1}{2}+\frac{q''\cdot H_1}{6}$
X	$(0,42\text{-}0,75)H_1$

Dacă înălțimea părții prismatice a buncărului este prea mare și, pe considerente de distribuție aproximativ egală cu a eforturilor, pe pereți se introduc rigidizări orizontale, care formează cadre cu colțuri rigid legate, rigidizările de colț se calculează pe porțiunea de la baza de jos a prismei. În această situație, H_1 din tabelul 13.42 devine c, conform figurii 13.31.

Modulul de rezistență al profilului de colț este față de axa x-x, conform figurii 13.33.

Rigidizări de colț ale pereților înclinați. Rigidizările de colț ale pereților înclinați se calculează la întindere, sub acțiunea greutății fundului cu conținutul buncărului, și la încovoiere, sub acțiunea presiunii materialului pe pereți.

Dacă fundul are o înălțime mare și s-au prevăzut rigidizări orizontale, care formează cadre cu colțuri rigide, rigidizarea de colț se calculează pe porțiunea cuprinsă între cadrele orizontale.

Dimensionarea se face pentru porțiunea cea mai solicitată. Dacă lungimile porțiunilor rigidizării sunt egale, atunci efortul maxim de încovoiere este pe porțiunea de la fundul buncărului (deoarece presiunile normale pe rigidizare sunt maxime).

Efortul de întindere maxim este pentru porțiunea de la baza de sus a pâlniei, dar, fiindcă în raport cu efortul de încovoiere este mic și dacă se adoptă același profil pentru toată rigidizarea, se ia în calcul efortul de întindere maxim, indiferent de zona pe care o calculăm.

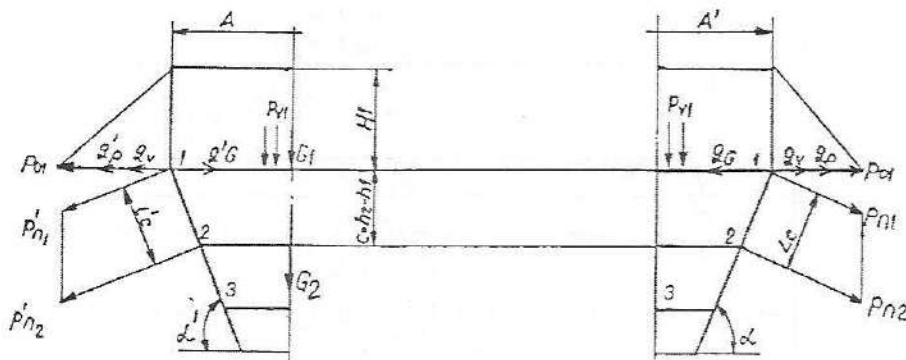


Fig. 13.34

Rigidizarea de colț cuprinsă între nivelele *2* și *3*, conform figurii 13.34, se consideră o grindă simplu rezemată, încărcată cu o sarcină trapezoidală, și se calculează cu relația :

$$\sigma_{ef} = \frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_{\max}}{w_{ef}} < \sigma_a$$

Forța de întindere și momentul maxim încovoietor se calculează conform tabelului 13.43. Sarcina distribuită trapezoidal se calculează cu o sarcină medie uniform distribuită.

Tabelul 13.43

Calculul forței de întindere și al momentului maxim

Simbol	Relații
1	**2**
N	$\frac{k_n \cdot G}{4\sin\alpha}$
M_{max}	$\frac{q \cdot L^2 \cdot c}{8}$

Tabelul 13.43 (continuare)

1	2
q	$\left[\dfrac{(p_{02}+p_{03})\sin^2\alpha+(p_{v2}+p_{v3})\cos^2\alpha}{2}+p_i\right]L$
L	$L=a$ pt. $a>a'$ $a=\dfrac{a_2(a_2+2a_3)}{1{,}5(a_2+a_3)}$; $L=a'$ pentru $a<a'$; $a=\dfrac{a'_2(a'_2+2a'_3)}{1{,}5(a'_2+a'_3)}$;
L_c	$\dfrac{c}{\sin\alpha}$

Buncăre rezemate la baza părții prismatice. Calculul de verificare al elementelor structurii de rezistență este conform celor prezentate anterior pentru rigidizările orizontale, pentru rigidizările de la racordarea fundului cu pereții verticali, pentru rigidizările verticale de pe pereții înclinați, pentru rigidizările de colț, iar pentru rigidizările verticale calculul este redat mai jos:

– pentru buncăre mai puțin adânci, rigidizările verticale sunt solicitate la încovoiere. Relația de verificare este următoarea:

$$\sigma_{ef}=\frac{M_{max}}{W_{ef}}<\sigma_a$$

– pentru buncăre adânci, rigidizările verticale sunt solicitate la încovoiere și compresiune. Lungimea maximă a unei rigidizări trebuie astfel aleasă încât coeficientul de zveltețe λ să se încadreze în valorile admisibile date în STAS 763/1-71.

Relația de verificare este următoarea:

$$\sigma_{ef}=\frac{N'}{A_{ef}}+\frac{M_{max}}{W_{ef}}<\sigma_a$$

unde: $N'=\dfrac{G_p+H_1\cdot\gamma\cdot A\cdot A'(1-\varepsilon)}{2(A+A')}\cdot L$ este forța de compresiune.

Verificarea săgeții elementelor de rigidizare. Săgețile rigidizărilor structurii de rezistență a buncărelor se calculează cu următoarea formulă :

$$f = 0{,}013 \cdot \frac{F \cdot x^3}{E \cdot I}$$

Săgeata maximă a rigidizărilor principale nu trebuie să depășească 1/500 din deschiderea x, iar la rigidizările secundare, $x/300$.

Calculul buncărelor cilindrice cu fund conic. Tabla buncărului se deformează sub acțiunea presiunii interioare ca un înveliș elastic și se calculează la întindere în două direcții. Tensiunile de încovoiere care au loc în apropierea locurilor de îmbinare a porțiunilor cilindrice și conice ale învelișului sunt mici în comparație cu tensiunile de întindere și, de obicei, nu se iau în considerare.

Notații

Simbol	Unități de măsură		Denumire
	De bază	Utilizare curentă	
1	2	3	4
D	m	cm	Diametrul interior al părții cilindrice
H_1	m	cm	Înălțimea părții cilindrice
H_2	m	cm	Înălțimea conului
α	Grade sexagesimale		Unghiul de înclinare al generatoarei pâlniei conice cu orizontala (fig. 13.34-13.35)
δ	m	cm	Grosimea peretelui (tabelul 13.44)
Z	–	–	Coeficient de rezistență al îmbinării sudate. Se alege din C_4-73, tabelul 8, pct. 164
c_r	m	cm	Adaos de coroziune (0,1-0,2) cm
ε	–	–	Coeficient de frecare de aderență
n'	–	–	Coeficient de presiune laterală
m	–	–	Coeficient de mobilitate
σ_a	N/m^2	daN/cm^2	Tensiunea admisibilă la încovoiere f_a, conf. C_4-73, pct. 159

Notații (continuare)

1	2	3	4
p_0	N/m^2	daN/cm^2 (bar)	Presiunea materialului normală pe peretele părții cilindrice la nivelul bazei acesteia ($h = H_1$)
p_n	N/m^2	daN/cm^2 (bar)	Presiunea normală pe peretele conic la nivelul $h = H_1$
p_v	N/m^2	daN/cm^2 (bar)	Presiunea verticală la nivelul H_1
g	N	daN	Greutatea buncărului încărcat
k_d	–	–	Coeficient dinamic

Buncăre rezemate la baza părții prismatice

Calculul grosimii peretelui cilindric. Grosimea peretelui cilindric se calculează conform tabelului 13.44.

Tabelul 13.44

Determinarea grosimii peretelui cilindric

Simbol	Buncăre puțin adânci $H_1 < D$	Buncăre adânci $H_1 > D$
δ	$\frac{(p_0 + p_l).D}{2 \cdot \sigma_a \cdot Z} + c_r$	$\frac{(p_o + p_l)D}{2 \cdot \sigma_a \cdot Z}\left[1 + \frac{0{,}15(1-\varepsilon)}{\varepsilon \cdot n'}\right] + c_r$

Calculul grosimii peretelui conic. Formulele de calcul sunt deduse în ipoteza că buncărul se umple cu material vărsat la nivelul marginilor superioare, fără vârf.

În peretele conic (fără parte cilindrică) apar:

– eforturi inelare, maxime la înălțimea $y = 0{,}5\ H_2$;

– eforturi meridionale, maxime la înălțimea $y = 0{,}75\ H_2$.

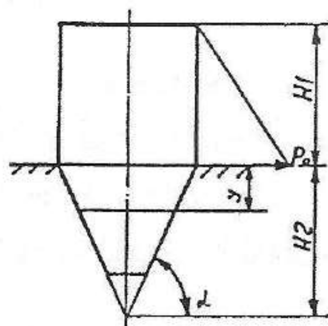


Fig. 13.35

Grosimea peretelui se calculează pentru cele două cazuri în parte, conform tabelului 13.45, alegându-se valoarea maximă.

Tabelul 13.45

Determinarea grosimii peretelui conic

Simbol	$y = 0{,}75\ H_2$	$y = 0{,}5\ H_2$
δ	$\frac{3 \cdot \gamma \cdot H_2^2 k_d}{16 \cdot \sigma_a \cdot \text{tg}\alpha \cdot \sin\alpha} + \frac{p_1 \cdot D}{2\sigma_a Z \sin\alpha} + c_r$	$\frac{k_d \cdot H_2^2 \cdot \gamma(m + \text{ctg}^2\alpha)\cos\alpha}{4\sigma_a} + \frac{p_i D}{2\sigma_a \cdot Z \cdot \sin\alpha} + c_r$

Valorile maxime ale eforturilor de întindere în peretele părții conice a unui buncăr cilindric cu fund conic, puțin adânc, depind de raportul între înălțimile părții cilindrice și a conului (H_1 și H_2, conform figurii 13.35).

Grosimea peretelui se calculează conform tabelului 13.46.

Tabelul 13.46

Calculul grosimii peretelui

Simbol	Buncăr puțin adânc $H_1 < D$	
	$H_1 < \frac{H_2}{3}$	$H_1 > \frac{H_2}{3}$
δ	$\frac{3 \cdot \gamma \cdot H_2^2 \cdot k_d}{16\sigma_a \cdot \text{tg}\alpha \cdot \sin\alpha} + \frac{p_i \cdot D}{2 \cdot \sigma_a \cdot Z \cdot \sin\alpha} + c_r$	$\frac{\gamma H_1 \cdot H_2(n' + \text{ctg}^2\alpha)\cos\alpha . k_d}{\sigma_a} + \frac{p_i \cdot D}{2\sigma_a \cdot Z \cdot \sin\alpha} + c_r$

Formulele se pot considera valabile atât pentru materialele coezive cât și pentru cele necoezive. Pentru materialele semifluide, $n' = 0$.

În cazul buncărelor adânci predomină eforturile de întindere meridionale și grosimea peretelui se calculează cu relația din tabelul 13.47.

Tabelul 13.47

Calculul grosimii peretelui

Simbol	Buncăre adânci $H_1 > D$
δ	$\frac{(p_n + p_i)D}{2\sigma_a \cdot Z \cdot \sin\alpha} + c_r \rightarrow$ la $h = 0.75H_2 + H_1$

Buncăre rezemate pe inelul superior al părţii cilindrice. Grosimea *peretelui părţii conice se determină conform relaţiilor din tabelele 13.45-13.47,* iar grosimea peretelui părţii cilindrice, cu formulele din tabelul 13.44 şi se verifică la întindere cu relaţia:

$$\sigma_{ef} = \frac{(p_x + p_i)D}{4\delta} + \frac{G'}{\pi D\delta} < \sigma_a$$

14.

CONSTRUCŢII METALICE PENTRU INDUSTRIE

14.1. Situaţii în care metalul se impune

În realizarea construcţiilor metalice sunt situaţii în care metalul se impune, şi anume:

– deschiderile halelor industriale sunt mari;

– elementele construcţiei sunt supuse direct acţiunii încărcărilor dinamice şi vibratoare;

– halele industriale au poduri rulante cu regim greu, foarte greu;

– regimul de temperatură creează condiţii inadmisibile pentru beton armat;

– construcţiile sunt aşezate pe terenuri deformabile, macroporice, sensibile la umezire;

– construcţiile conţin sau transportă lichide petroliere, gaze, lichide la presiuni mari.

Construcţiile din această categorie pot fi:

– furnale, hale de turnare la furnale, hale pentru oţelării, hale pentru laminoare etc.;

– hale pentru industria construcţiilor de maşini, industria aluminiului, industria chimică, industria energetică;

– platforme industriale care suportă încărcări mari de la mijloacele de transport sau de la utilajele industriale:

– construcții cu etaje, folosite la unele sectoare industriale care suportă utilaje grele sau produc vibrații;

– construcții de rezervoare, buncăre, recipiente supuse la presiuni mari, la efectele unor variații importante de temperatură sau la agresivitatea conținutului;

– hale industriale ale căror procese tehnologice se modifică în timp, aspect cu implicații asupra cerințelor funcționale și uneori asupra modificărilor structurale.

La unele dintre construcțiile menționate există părți componente realizate din beton armat.

Metalul constituie un material preferabil la construcția galeriilor și la susținerile galeriilor pentru benzi transportoare, a eșafodajelor etc.

14.2. Calea grinzilor de rulare

Șinele grinzilor de rulare au secțiunea pătrată, dreptunghiulară sau formă specială. Lățimea acestora este de 50-120 mm, iar înălțimea este de minimum 60 mm.

Alegerea înălțimii șinei se face pe bază de calcul. Șinele căilor de rulare se fac din oțel-carbon cu rezistență la rupere de minimum 50 daN/mm^2, pentru poduri cu regim greu valoarea precizată fiind de 60-70 daN/mm^2.

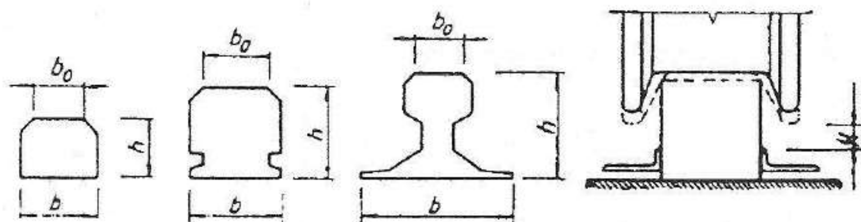


Fig. 14.1. Șine pentru căi de rulare.

Pentru o bună comportare a şinelor şi a bandajelor roţilor, rezistenţa bandajului trebuie să fie mai mare cu 10-20 daN/mm^2 faţă de cea a şinei.

Şinele se realizează din oţel special, deoarece folosirea oţelurilor obişnuite ar conduce la defularea materialului sub presiuni locale mari ale roţilor.

Şinele se prind prin sudură de grinzi de rulare metalice şi de plăcuţe metalice înglobate în structura betonului armat, fapt pentru care oţelurile utilizate vor fi din oţeluri sudabile cu rezistenţe la rupere de 50-52 daN/mm^2. Prinderea cu sudură se practică pentru poduri cu regim uşor sau mediu.

Dimensionarea şinelor. Lăţimea de contact b_0 a şinelor cu roata se determină din calcul, considerând :

D – diametrul roţii;

P – presiunea pe roată;

p – presiunea diametrală admisibilă, care are valori cuprinse între 40 şi 60 daN/cm^2, în funcţie de regimul podului şi de uzura posibilă a şinei.

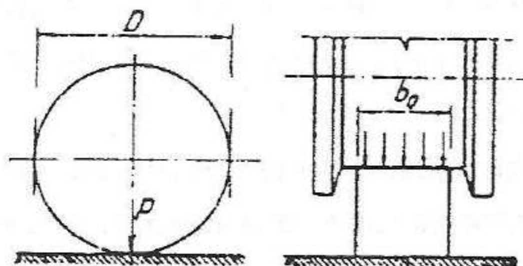


Fig. 14.2. Presiunea pe şină.

Presiunea locală σ_e în material este:

$$\sigma_e = 855\sqrt{\frac{P}{b_0 D}}; \qquad \frac{P}{b_0 D} = \left(\frac{\sigma_e}{855}\right)^2 = p$$

$$b_0 = \frac{P}{D \cdot p}$$

14.3. Tampoane pentru poduri rulante

Pentru oprirea podului rulant care accidental nu poate frâna la timp, se prevăd tampoane. Tampoanele primesc un şoc care depinde de greutatea podului rulant şi de viteza acestuia în momentul izbirii. Tampoanele podurilor rulante până la 5 t se pot alcătui dintr-o piesă cu secţiune dublu T, sudată la bază pe talpa superioară a căii de rulare. Pentru poduri mai grele se folosesc tampoane speciale. Dimensionarea lor se face în funcţie de valoarea forţei Q, de masa podului m, de viteza de mişcare v:

$$Q = \frac{\pi \cdot v}{l^2}\sqrt{2mlEI} \approx 7900\frac{v}{l^2}\sqrt{mI}$$

unde: v este viteza podului rulant, în cm/s, care se poate considera, în momentul izbirii, 0,5 din viteza maximă; l – deschiderea podului rulant; m – masa podului; E – modulul de elasticitate $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ kgf/cm^2; I – momentul de inerţie.

14.4. Platforme şi scări

Platformele industriale se folosesc la interiorul sau exteriorul halei industriale. Ele sunt alcătuite din planşee şi stâlpi. Planşeele platformelor se fac din tablă plană sau din tablă striată. Tablele se prind de grinzi prin sudură. La tablele plane se prevăd rigidizări sudate. Rigidizările se prevăd la distanţe de minimum 50 t (t = grosimea tablei). În multe situaţii se prevăd grătare metalice, variantă care prezintă rigiditate mai mare şi permite pătrunderea luminii. Uneori, se folosesc şi planşee din beton armat sub formă de plăci prefabricate. Grinzile de susţinere sunt realizate sub formă de reţea principală şi secundară. Secţiunile grinzilor sunt simple sau cu inimă plină.

Stâlpii platformelor pot avea secțiunea din profile dublu T sau două corniere sudate în formă de U, cu zona de capăt adecvată realizării îmbinărilor simple.

Structura platformelor este prevăzută cu contravântuiri verticale și orizontale. La marginea platformelor se prevăd balustrade care au înălțimea de 1 m.

Dimensionarea plăcilor are în vedere faptul că elementele se consideră rezemate pe structuri fixe (grinzi).

Plăcile sunt supuse la încovoiere și întindere.

Încărcările platformelor industriale sunt diferite, în funcție de destinație.

14.5. Stâlpi de susținere

Stâlpii de susținere a conductelor mici pot fi realizați din profile laminate dublu T sau din două profile U solidarizate cu plăcuțe.

Pentru susținerea conductelor mari se folosesc stâlpi cu zăbrele.

Zăbrelele sunt realizate din corniere, sistemul de zăbrele poate fi cu diagonale duble, cu montanți intermediari etc.; fiecare ramură reazemă pe o fundație din beton, de care este prinsă cu buloane de ancoraj.

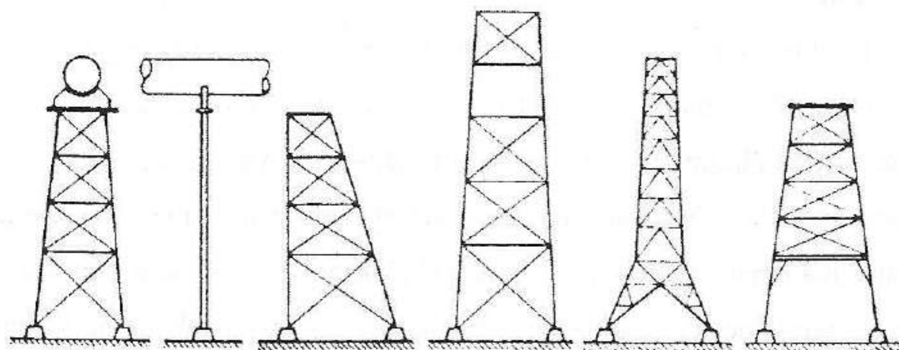


Fig. 14.3. Stâlpi de susținere cu zăbrele.

Construcțiile sunt acționate de încărcări verticale (greutate conducte, greutate izolație termică, greutate conținut) și încărcări orizontale date de vânt, cutremure. Forța transversală orizontală poate fi:

$$p_v = k \cdot q_v,$$

unde: k este un coeficient de formă (se poate considera valoarea 0,7).

14.6. Turnuri și piloni

În categoria construcțiilor în formă de turnuri și piloni intră turnurile pentru radio, televiziune, farurile, turlele înalte. Construcțiile în formă de turn sunt încastrate în fundație, iar pilonii sunt construcții legate articulat de fundații și ancorate cu cabluri la diferite înălțimi.

Încărcările turnurilor și pilonilor sunt: greutatea proprie a construcției, componentele forțelor de întindere ale cablurilor, greutatea gheții și a efectelor temperaturii.

Acțiunea seismică este considerată în gruparea excepțională.

Presiunea vântului are cea mai mare influență și se determină ținând seama de caracterul construcției (construcție înaltă, cu zăbrele sau plină cu secțiune circulară.) Vântul acționând în rafale pune sub studiu posibila intrare în vibrație a construcției.

Notând cu A suprafața proiectată pe un plan vertical și cu q presiunea vântului, se poate scrie relația:

$$q_v = c \cdot q \cdot A \quad \text{[daN/m]}$$

în care c este un coeficient care pentru turnuri cu 4 fețe are valoarea 2,6-2,8 (are în vedere efectul de presiune și sucțiune).

Pilonii ancorați sunt construcții static nedeterminate, având reazeme elastice în dreptul punctelor de legare a cablurilor.

14.7. Construcții metalice speciale pentru industrie

14.7.1. Elemente generale

În industrie sunt caracteristice următoarele construcții din table:

- rezervoare pentru păstrarea diferitelor lichide (petrol, apă, uleiuri, spirt);
- rezervoare pentru gaze;
- buncăre și silozuri pentru materiale necoezive;
- conducte cu diametru mare ($d > 60$ cm, pentru transport lichid, gaz);
- diferite construcții din table folosite în industrii.

Construcțiile din pânze subțiri metalice sunt construcții realizate din tablă cu pereți subțiri cilindrici, conici, sferici etc. Astfel de construcții se caracterizează prin stări de tensiuni complexe, care pot fi descompuse în: stare de echilibru determinată de eforturile unitare uniform distribuite, stare de echilibru în care se ține seama de distribuția neuniformă a eforturilor unitare pe grosimea peretelui, precum și de condițiile de margine. Pentru construcții din table este deosebit de important natura materialului constitutiv (conținutul în carbon, fosfor, sulf). Problema importantă a tehnologiei de execuție o constituie asigurarea etanșeității și a rezistenței îmbinărilor.

Îmbinările se execută prin sudură cap-la-cap, cu eclise sau prin suprapunere.

14.7.2. Rezervoare metalice

În funcție de formă, rezervoarele metalice se clasifică în patru grupe: rezervoare cilindrice verticale cu fund plan sau cu fund curb, rezervoare cilindrice orizontale cu fund plan sau curb, rezervoare sferice și rezervoare în formă de picătură.

Rezervoarele verticale se realizează de obicei cu fund plan, având ca bază un strat de nisip (200/350 mm deasupra terenului), stratul de egalizare având panta de 1/200 din diametrul rezervorului spre centru. În mod curent, astfel de soluții se aplică pentru rezervoarele ce adăpostesc produse petroliere. Elementele componente ale rezervorului sunt: fundul, capacul și mantaua. Mantaua constă din mai multe virole, cu înălțimea egală cu lățimea tablei.

Examinând echilibrul unui inel de înălțime dx și luat la distanța x de partea superioară a rezervorului, efortul de întindere este:

$$2tx = 2\sigma t\mathrm{d}x = px2r\mathrm{d}x = 2x\gamma r\mathrm{d}x,$$

unde: t este grosimea tablei; γ – greutatea specifică a materialului depozitat; r – raza rezervorului.

Efortul unitar de întindere în peretele rezervorului este dat de presiunea lichidului:

$$\sigma = \frac{x\gamma r}{t}.$$

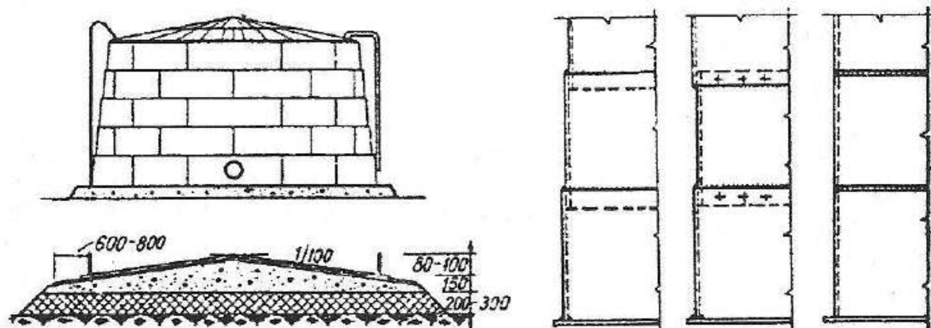


Fig. 14.4. Rezervor cu fundul plat.

Formula de calcul al peretelui la starea limită este:

$$nx\gamma\, r \leq mRt,$$

unde: m este un coeficient al condițiilor de lucru, care pentru manta se consideră 0,8; n – coeficient de supraîncărcare, care pentru lichide are valoarea de 1,1; R – rezistența de calcul la întindere a cusăturii de sudură.

Rezervoarele verticale pot avea mantaua cu grosime constantă sau variabilă. Grosimea minimă a tablelor este de 4 mm. Fiecare virolă a rezervorului este alcătuită din mai multe foi de tablă îmbinate prin sudură (sudură în adâncime sau prin petrecerea marginilor), zonele de îmbinare fiind amplasate alternativ. Distanța minimă dintre acestea trebuie să fie de 500 mm.

Fundul rezervoarelor se realizează din tablă de 4-8 mm și trebuie alcătuit astfel încât să fie evitată deformarea sau fisurarea. La rezervoare mari ($d \geq 10$ m), pe contur, în zona bazei, se montează table circulare capabile de a reduce eforturile din contracții. Îmbinarea fundului cu mantaua se realizează cu sudură de colț cu două cusături inelare continue.

Momentul încovoietor dat de efectul marginal care acționează la îmbinarea dintre mantaua rezervorului și fundul acestuia, în ipoteza încastrării perfecte, se calculează astfel:

$$M = \left(1 - \frac{1}{\beta H}\right) \cdot \frac{H\gamma r t}{2\sqrt{3(1-\mu)^2}}$$

unde: $\beta = \sqrt[4]{\frac{3(1-\mu^2)}{r^2 t^2}}$; γ – greutatea specifică a lichidului; r – raza rezervorului; t – grosimea mantalei; μ – coeficientul Poisson; H – înălțimea mantalei.

Efortul unitar local în secțiunea de racordare dintre fundul și mantaua rezervorului este:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{t_2} \approx 1{,}8 \frac{H\gamma r}{t}$$

Efortul unitar nu trebuie să depășească rezistența de calcul la întindere a oțelului R. Efortul unitar local din cusăturile de sudură la îmbinarea dintre perete și fund este:

$$\sigma_s = \frac{M}{W_S} < R_f$$

unde: R_f este rezistența de calcul la forfecare a îmbinării cu cusături de colț.

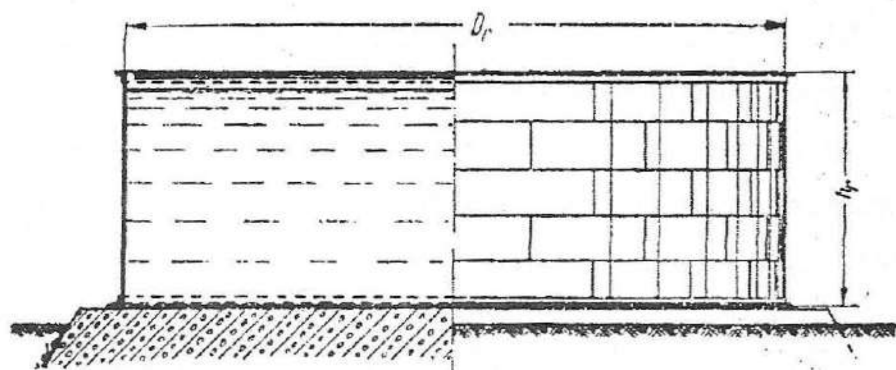


Fig. 14.5,*a*. Rezervor de apă.

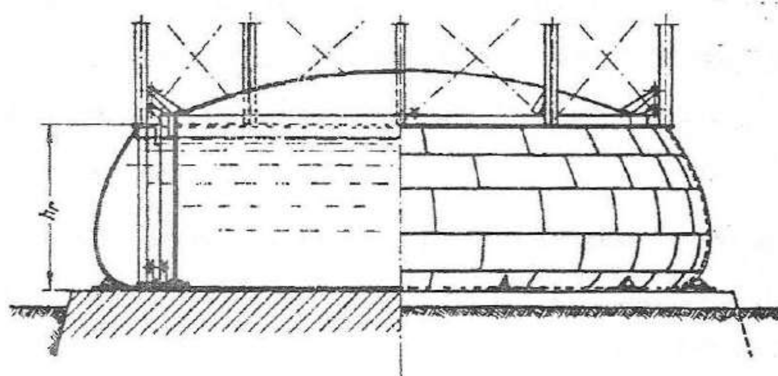


Fig. 14.5,*b*. Rezervor de apă, cu manta cu dublă curbură.

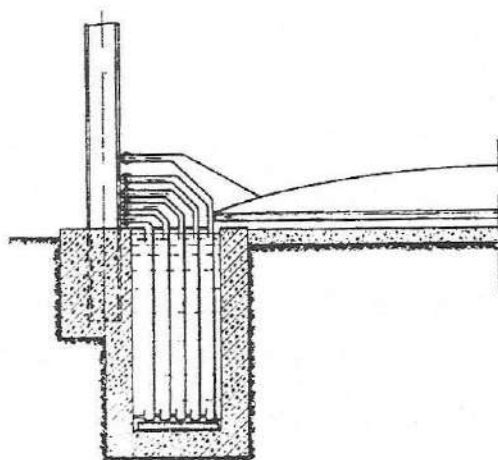


Fig. 14.5,*c*. Rezervor de apă executat în formă de șanț inelar.

Capacele rezervoarelor se execută în formă conică, cu o pantă egală cu 1/20, și sunt formate din învelitoare și schelet de susținere.

Pentru scheletul acoperișului rezervoarelor se folosesc elemente de construcții care nu dau împingeri orizontale: grinzi-macaz cu grinzi secundare și pane așezate radial. Fermele de susținere a capacului se îmbină cu mantaua rezervorului prin intermediul unor montanți de rezemare, sudați de mantaua rezervorului. Contravântuirile scheletului acoperișului se execută din corniere simple, învelitoarea reazemă pe grinzi radiale și pe pane și se sudează între ele, precum și de cornierul de racordare. Sarcinile de calcul pentru capacele rezervoarelor sunt: zăpada, izolația termică (30 kg/m^2), depresiunea (25 kg/m^2), greutatea tablei. Sarcina accidentală este de 30 kg/m^2.

Rezervoare cilindrice verticale cu fund spațial. Rezervoarele cu fund spațial pot fi realizate cu forma posterioară sferică, conică, elipsoidală, conică cu calotă sferică etc.

Fundul elipsoidal se execută sub formă de elipsoid de revoluție, axa mare a elipsei fiind egală cu diametrul corpului rezervorului, iar semiaxa mică, cu un sfert de diametru. Fundul elipsoidal nu dă eforturi de compresiune în inelul de rezemare.

Fundul sferic se realizează după o tehnologie mai simplă decât a celui elipsoidal. Adâncimea fundului sferic se consideră 1/6 din diametrul corpului rezervorului.

Fundul sferic dă eforturi de compresiune în inelul de rezemare. Fundul conic ajută la golirea perfectă a rezervorului. Executarea fundului conic este mult mai simplă decât a fundului sferic.

Fundurile, în spațiu, reprezintă suprafețe subțiri calculate după teoria de membrană.

Fie: r_1 și r_2, razele principale de curbură; t, grosimea fundului; p, presiunea pe unitatea de suprafață. Echilibrul elementului de fund se exprimă cu relația:

$$\frac{\sigma_1}{r_1}+\frac{\sigma_2}{r_2}=\frac{p}{t}$$

Pentru echilibrul părții tăiate a fundului este necesar ca suma proiecțiilor verticale ale tuturor eforturilor meridionale să fie egală cu greutatea coloanei de lichid G care acționează asupra părții secționate a fundului:

$$G = 2\pi r_x t\sigma_1 \sin\alpha; \qquad \sigma_1 = \frac{G}{2\pi r_x t \sin\alpha}$$

unde: r_x este proiecția orizontală a razei de curbură r_0 în punctul în care se determină eforturile unitare; t – grosimea fundului; α – unghiul pe care îl face cu orizontala tangenta la planul median în punctul în care determinăm eforturile unitare.

Mărimea p reprezintă suma presiunilor hidrostatice și a greutății proprii a fundului. Valoarea eforturilor unitare în punctul inferior sferei este egală și devine:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{(h+c)\gamma r_0}{2t}$$

unde: h este înălțimea corpului rezervorului; c – adâncimea fundului; r_0 – raza calotei sferice a fundului.

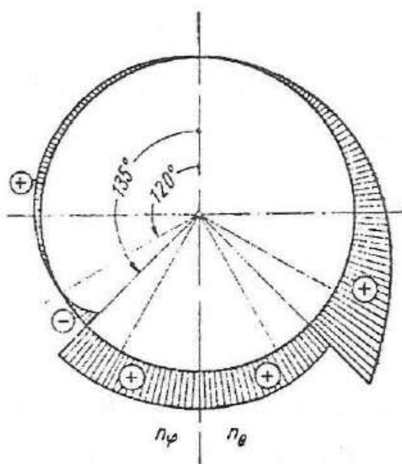


Fig. 14.6. Variația forțelor n_φ și n_θ la un rezervor sferic.

Formula de calcul a fundului sferic devine:

$$n\frac{(h+c)\vartheta r_0}{2} \le mR_t,$$

unde: R_t este rezistența de calcul a cordonului de sudură la întindere; m – coeficientul condițiilor de lucru, egal cu 0,8.

În mod analog, găsim că în fundul conic efortul unitar inelar este mai mare ca cel median, atingând valoarea maximă la îmbinarea dintre fund și partea cilindrică:

$$\sigma_2 = \frac{h\gamma r \operatorname{ctg}\alpha}{t \sin\alpha}$$

Formula de calcul a fundului conic devine:

$$n = \frac{h\gamma r \operatorname{ctg}\alpha}{\sin\alpha} \le mR_t$$

Eforturile unitare într-un punct inferior al unui fund elipsoidal convex, la o adâncime $c = \frac{r}{2}$ sunt date de expresia:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{\left(h + \frac{r}{2}\right)\gamma r}{t}$$

Eforturile unitare de fund, în locul de racordare cu pereții rezervorului, sunt:

$$\sigma_1 = \frac{V\gamma}{2\pi r t}$$

$$\sigma_2 = \frac{\gamma r}{t}\left(h - \frac{2V}{\pi r^2}\right)$$

unde: V este capacitatea rezervorului.

Eforturile unitare meridionale σ_1 cresc treptat de la partea de sus a fundului la partea de jos, având o valoare peste tot pozitivă, în cazul unui fund convex (întindere).

Eforturile unitare inelare σ_2 capătă valoarea maximă pozitivă în punctul inferior al fundului, apoi descresc până la zero, iar în zona de îmbinare cu mantaua rezervorului devin negative (eforturi de compresiune).

Din aceste motive, partea ecuatorială a fundului elipsoidal trebuie verificată la stabilitate.

Efortul unitar critic pentru un fund elipsoidal este:

$$\sigma_{cr} = \frac{Et}{r\sqrt{3(1-r_2)}}.$$

Eforturile unitare date de efectul marginal pe linia de îmbinare dintre fundul elipsoidal şi mantaua rezervorului sunt relativ mici şi nu este necesar să fie determinate.

Calculul inelului de rezemare al rezervorului. În inelul de rezemare al rezervorului, pe tot perimetrul său apar eforturi unitare de compresiune produse de componentele orizontale ale reacțiunilor de la reazem, în locul de îmbinare dintre fundul convex şi inelul de rezemare, reacțiuni date de greutatea apei şi a fundului G.

Sarcina verticală de calcul care revine pe unitatea de lungime a inelului este:

$$\beta = \frac{nG}{2\pi r}$$

unde: $n = 1{,}1$.

Sarcina orizontală de calcul pe metrul liniar de inel este:

$$q = p \cdot \mathrm{tg}\alpha.$$

Cunoscând:

$$N = qr,$$

rezultă:

$$N = \frac{nG}{2\pi}\mathrm{tg}\alpha$$

Inelul de rezemare fiind supus la compresiune, va fi verificat şi la stabilitate.

Valoarea minimă a forței axiale critice în cazul unui inel circular este:

$$N_{cr} = \frac{3EI_i}{r^2}$$

iar efortul critic corespunzător:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{3EI_i}{Ar^2} \leq R \cdot m,$$

unde: A este secțiunea inelului; r – raza inelului; I_i – momentul de inerție al secțiunii inelului în raport cu axa verticală care trece prin centrul său de greutate.

Atunci când inelul este așezat pe o structură la o înălțime oarecare, inelul de rezemare este supus, în afară de compresiune axială, la încovoiere și torsiune. În acest caz, efortul unitar total este:

$$\sigma_{cr} = \frac{N}{A} + \frac{M_x Y}{I_x} + \frac{B\omega}{I_\omega} \leq mR$$

unde: M_x este momentul încovoietor din inel, determinat ca pentru o grindă continuă; I_x – momentul de inerție al secțiunii inelului în raport cu axa orizontală care trece prin centrul său de greutate; Y – distanța dintre fibra considerată până la axa neutră; B – bimomentul de calcul; I_ω – momentul de inerție sectorial al secțiunii inelului; ω – suprafața sectorială a secțiunii inelului.

În secțiunea de rezemare a inelului trebuie verificat efortul unitar de forfecare și efortul unitar compus.

Rezervoare cilindrice orizontale. Specific acestor rezervoare este faptul că pe lângă efortul σ_1 rezultat din efectul de membrană se mai dezvoltă și efortul σ după generatoare, efort care rezultă din presiunea pe funduri. Considerând presiunea uniformă sau media presiunilor, σ rezultă din relația:

$$\pi r_1^2 \cdot p = 2\pi \cdot r_1 \cdot t \cdot \sigma,$$

de unde: $\sigma = pr_1/2t$.

Pereții rezervoarelor cilindrice orizontale sunt supuși în realitate la presiuni care variază pe înălțime. Dacă se ține seama că la umplere conducta poate să rămână plină, se creează o suprapresiune, mai ales la rezervoarele îngropate. Rezervoarele îngropate sunt supuse și încărcării date de pământ

(fig. 14.7). Există din aceste motive o tendință de ovalizare a secțiunii, împiedicată de inelele de rigidizare.

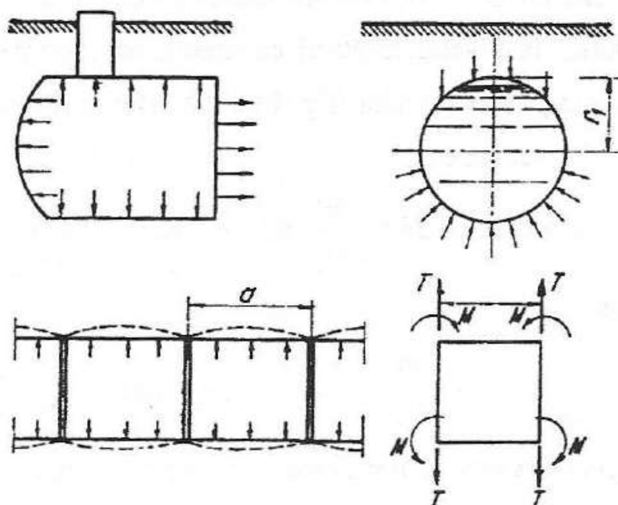


Fig. 14.7. Eforturi la rezervoare orizontale.

La rezervoarele cilindrice orizontale cu inele de rigidizare, deformarea liberă a fâșiilor inelare este împiedicată de fâșiile longitudinale care sunt legate de inele. Se poate aplica un calcul care să țină seama de efectele de margine sau se poate împărți peretele în fâșii după curba directoare și generatoare, încărcarea fâșiilor rezultând din condiția de săgeată egală. Pentru dimensiunile uzuale ale acestor rezervoare, grosimea tablelor rezultă din condiția de rigiditate minimă, astfel că verificarea la eforturile de membrană și de margine, cu formule aproximative, este în general suficientă.

Inelele de rigidizare, mai ales la rezervoarele îngropate, trebuie verificate la efectul de ovalizare, care se face după aceleași reguli ca cele pentru calculul conductelor îngropate.

Inelele de susținere. Inelele de la baza rezervoarelor cilindrice verticale, așezate pe construcții de susținere, suportă încărcările date de ansamblul rezervorului. Acestea se transmit inelului, după felul cum este realizată

legătura dintre rezervor și inel. În general, va rezulta o componentă orizontală H și una verticală V, uniform distribuite pe inel. Componentele orizontale și verticale pot fi deduse din eforturile unitare σ_2 care se dezvoltă în tabla fundului, la nivelul legăturii cu inelul, adăugând la componenta verticală și greutatea rezervorului (fig. 14.8). Acestea pot fi stabilite ușor și direct, dacă se ține seama că:

$$V = N\cos\alpha;\ H = \frac{V}{\cos\alpha}\sin\alpha = V\,\mathrm{tg}\alpha \text{ și } 2\pi r G,$$

de unde rezultă:

$$V = \frac{G}{2\pi r} \quad \text{și} \quad H = \frac{G}{2\pi r}\mathrm{tg}\alpha,$$

unde G este greutatea totală a rezervorului, inclusiv conținutul.

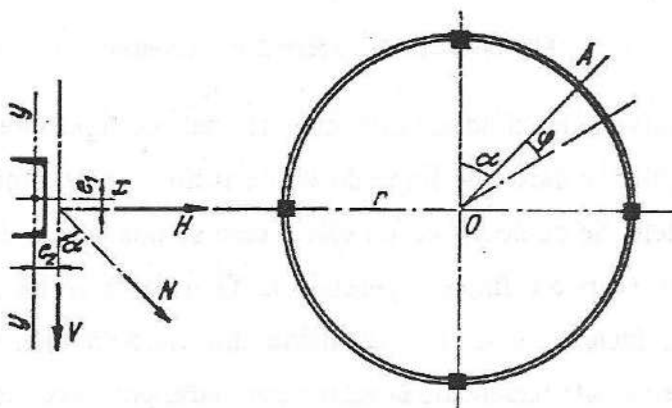


Fig. 14.8. Solicitările inelului.

Forța H dă în inel un efort de compresiune axială:

$$N_i = Hr$$

Din modul de aplicare al forțelor V și H pot rezulta efecte de răsucire, ale căror valori pe metru de lungime sunt: Ve_2 și He_2.

Sarcina verticală V dă efecte obișnuite la o grindă curbă, așezată pe mai multe reazeme. Un inel închis rezemat pe n reazeme și acționat de forțe

normale pe planul lui este static nedeterminat. Se știe însă că momentele de răsucire sunt maxime, acolo unde se anulează momentele încovoietoare. Momentele de răsucire sunt egale cu zero pe reazeme și la mijlocul deschiderilor. În acest caz se poate face determinarea eforturilor pe baza ecuațiilor de echilibru static (fig. 14.9).

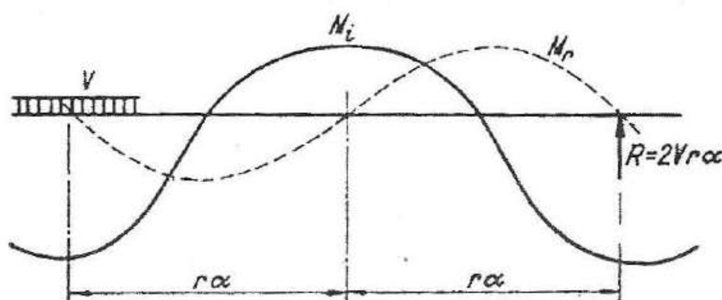


Fig. 14.9. Variația momentelor M_r și M_i.

Notând cu

$$2\alpha = \frac{2\pi}{n}$$

unghiul la centru al unei deschideri și luând ca origine a unghiurilor φ (fig. 14.8) (care determină poziția unui punct oarecare) dreapta *OA* care trece prin mijlocul unei deschideri, se obțin:

$$M_i = Vr^2\left(\frac{\alpha}{\sin\alpha}\cos\varphi - 1\right)$$

și

$$M_r = -\,Vr^2\left(\varphi - \frac{\alpha}{\sin\alpha}\sin\varphi\right)$$

Reacțiunea pe un reazem este:

$$R = 2Vr\alpha.$$

Este de dorit ca prin măsuri constructive efectele de răsucire să fie reduse cât mai mult. Este de reținut faptul că efectele de răsucire nu se

pot dezvolta liber, din cauza legăturii inelului cu mantaua și pâlnia rezervorului.

La rezervoare mari, cu distanțe mari între punctele de susținere, efectele de răsucire pot produce perturbări în stările de eforturi din pereți și pâlnii. Cu unele rigidizări așezate pe pereți, efectele se distribuie mai avantajos. Rigidizările se execută din corniere îndoite (*min.* 50×50×5 mm).

15.

COŞURI DE FUM ŞI CANALE PENTRU GAZE ARSE

15.1. Consideraţii generale. Clasificări

Coşurile de fum sunt construcţii speciale industriale care au rolul de a evacua în atmosferă gazele arse.

Clasificarea coşurilor industriale. Se face după mai multe criterii.

a. După diametrul exterior şi înălţime, respectiv după categoria de instalaţie de glisare necesară execuţiei, conform STAS 8751/90.

Categoria de diametre	Înălţimea H [m]	Instalaţii de glisare pentru diametrele ϕ [m]
Mici	40-70	2,30-5,50
Medii	60-120	4,20-9,50
Mari	100-200	7-14
Foarte mari	150-300	9-18
	250-350	9,40-20

b. După rolul pe care îl au în procesul tehnologic, coşurile industriale pot fi:

– coşuri de fum – cu rol de evacuare în atmosferă a gazelor arse;

– coşuri de dispersie a gazelor sau particulelor toxice.

c. După temperatura de acces a gazelor evacuate, coşurile se pot clasifica în:

– coşuri reci: $t \leq 80^{\circ}$C;

- coşuri calde: $80 < t \leq 200^{\circ}C$;
- coşuri fierbinți: $t > 200^{\circ}C$.

d. Din punct de vedere al execuției, coşurile de fum se clasifică astfel:

- coşuri de fum realizate din beton armat monolit;
- coşuri de fum realizate din beton prefabricat;
- coşuri de fum realizate din metal.

e. Din punct de vedere al formei, se disting:

- coşuri de fum tronconice;
- coşuri de fum cilindrice.

De asemenea, coşurile de fum au o serie de accesorii precum: centuri de siguranță, balcoane de vizitare, paratrăsnet, semnalizare, aparate de măsură.

15.2. Alcătuirea coşurilor de fum

Coşurile de fum au următoarele părți componente: coşul propriu-zis sau coloana, fundația, căptuşeala, termoizolația, cenuşarul, planşeul peste cenuşă şi canalul de fum.

Coşul propriu-zis sau coloana se realizează din zidărie, beton armat, metal, PAS – în funcție de înălțime, temperatura gazelor la intrare şi de agresivitatea lor.

Coşurile din zidărie s-au realizat cu înălțime de până la 135 m, dar de obicei înălțimea lor coboară până la 50-60 m. Pentru înălțimi mai mari se utilizează betonul armat.

Raportul dintre înălțimea coşului şi diametrul exterior trebuie să fie mai mic decât 20. Pentru rezemarea zidăriei de cărămidă de protecție se scot la interior console dispuse din 10 în 10 m.

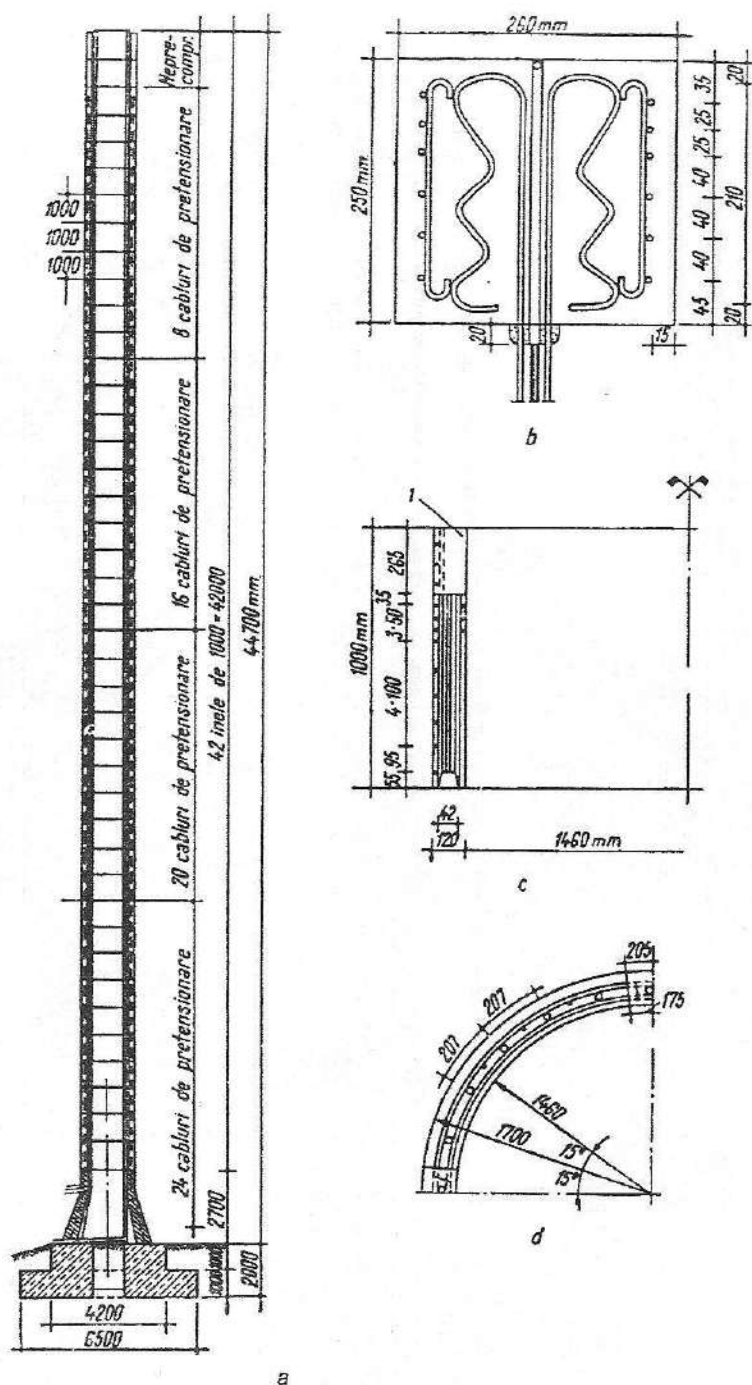


Fig. 15.1. Coş de fum asamblat prin precomprimare:
a – secţiune verticală; *b* – ancoraj; *c* – secţiune verticală printr-un inel prefabricat; *d* – secţiune orizontală printr-un inel prefabricat; *1* – gol pentru ancoraj.

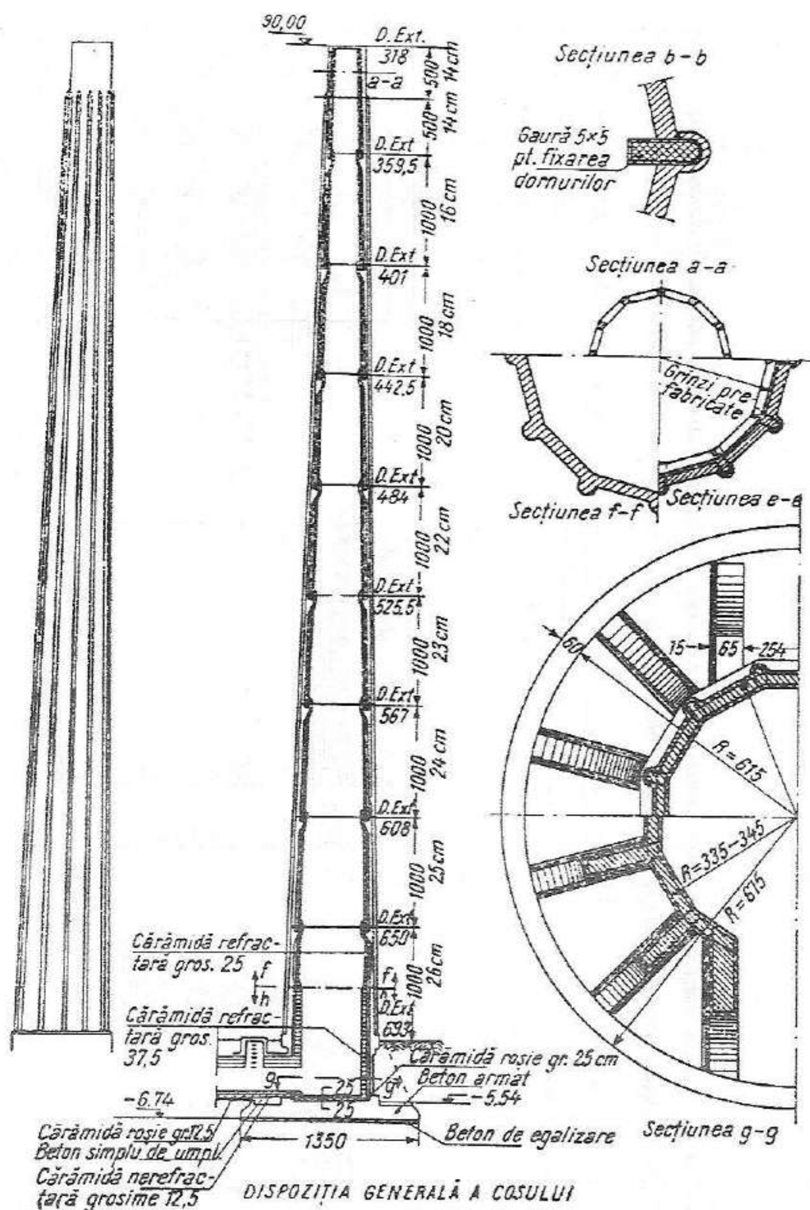


Fig. 15.2. Coş de fum în clavouri. Dispoziții generale. Detalii.

Înălțimea consolelor este de 1,25 m, iar lățimea pragului pentru rezemarea zidăriei este de 18-25 cm. Coşul se armează cu bare verticale şi inelare dispuse spre exterior. Armăturile inelare se dispun spre interiorul armăturilor longitudinale. Acestea sunt dimensionate pentru preluarea eforturilor de

întindere produse în special de variaţia de temperatură, iar armătura longitudinală preia eforturi din acţiunea vântului, a greutăţii proprii a termoizolaţiei.

Coşurile de fum se pot realiza din elemente prefabricate asamblate cu stâlpi sau sâmburi din beton armat sau pot fi realizate din clavouri (fig. 15.1-15.5).

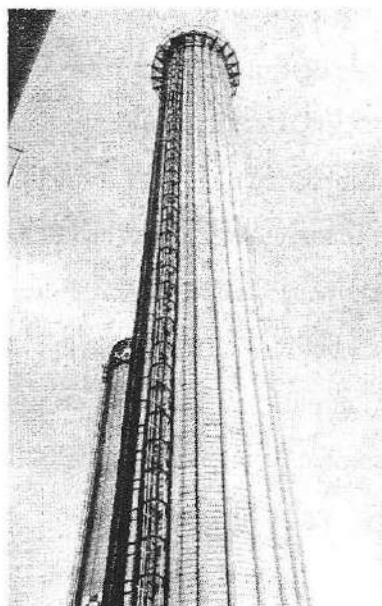


Fig. 15.3

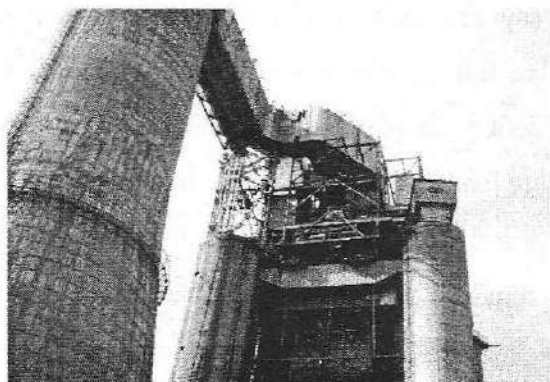


Fig. 15.4

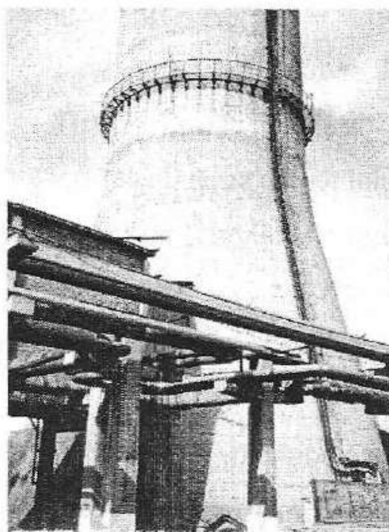


Fig. 15.5

Canalul de fum al unui coş de fum se amplasează sub cota terenului. La coşurile foarte înalte, canalul de fum se amplasează la înălţime, pe o structură din beton armat asemănătoare unei estacade.

Între coş şi canalul de fum se lasă un rost de dilataţie bine închis prin şicane, care să nu permită schimburi de aer sau gaze cu exteriorul, dar care să nu împiedice dilataţia construcţiei.

Coşurile mari pot fi deservite de două canale de fum, ceea ce reprezintă şi o posibilitate de întreţinere şi reparaţie în timpul exploatării coşului.

Canalele de fum sunt înzidite în interior complet cu cărămidă refractară sau obişnuită, după temperatura gazelor de evacuat. La înzidirea canalelor de fum se vor lăsa în zidărie spaţiile izolatoare necesare pentru ca zidăria refractară să se poată dilata în voie şi pentru ca betonul armat să fie apărat de temperaturi prea înalte. În acest scop, pereţii şi plafonul canalului de fum vor fi izolaţi similar peretelui coşului, ţinând seama că atunci când canalul de fum este complet îngropat, răcirea betonului se face cu mai mare greutate.

15.3. Calculul coşurilor de fum

Coşurile de fum sunt supuse unui calcul de dimensionare tehnologică, unui calcul static şi unuia termic.

În calculul termic se studiază:

– transmiterea căldurii prin pereţii coşului şi stabilirea temperaturii într-un punct oarecare;

– calculul eforturilor orizontale şi verticale provenite din încălzirea coşului.

Calculul de dimensionare tehnologică are drept scop stabilirea exactă a parametrilor geometrici ai coşului în funcţie de cerinţele tehnologice:

producerea tirajului necesar pentru întreţinerea procesului de ardere; evacuarea gazelor în anumite condiţii de temperatură, compoziţie, siguranţă funcţională.

Calculul de predimensionare presupune cunoaşterea cantităţii gazelor ce se evacuează şi tirajul rezultat din calcule termotehnice, precum şi viteza de evacuare a gazelor pe gura coşului.

Viteza de evacuare a gazelor se presupune normală pentru valori cuprinse între 8 şi 15 m/s.

Înălţimea unui coş se determină din condiţiile ca tirajul produs de coş, împreună cu tirajul realizat de un amplificator introdus în cadrul instalaţiei, să fie superior rezistenţelor întâmpinate la grătarul aflat la îmbinarea dintre canal şi coş. Calculul termic se efectuează datorită faptului că peretele coşului de fum este supus diferenţei de temperatură. În calcul se are în vedere atât căptuşeala de protecţie cât şi grosimea stratului de izolare termică (fig. 15.2).

Diferenţa de temperatură Δt rezultă din calculul conductivităţii termice:

$$\Delta t = t_{bi} - t_{be}$$

$$\Delta t = \lambda \cdot \frac{h_b}{\lambda_b}(t_i - t_e)$$

unde:

$$t_{bi} = t_e + (t_i - t_e) \cdot \lambda \left(\frac{h_b}{\lambda_b} + \frac{1}{\alpha_2} \right)$$

λ are următoarele valori:

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\alpha_i} + \frac{h_b}{\lambda_b} + \sum \frac{h_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_e}$$

unde: $\sum \frac{h_i}{\lambda_i}$ reprezintă aportul straturilor de protecţie termică, izolaţie, gol de aer ventilat sau neventilat.

În relaţia de mai sus :

λ_b este coeficientul de conductivitate termică al betonului, în W/mK (kcal/m°C);

α_i – coeficient de transmisie a căldurii gazelor arse la suprafaţa de protecţie interioară a peretelui coşului de fum, în W/m^2K, $(kcal/m^{2}{}^{\circ}C)$;

α_e – coeficientul de transmisie a căldurii prin radiaţie între suprafaţa exterioară a coşului la mediul ambiant, în W/m^2K, $(kcal/m^{2}{}^{\circ}C)$.

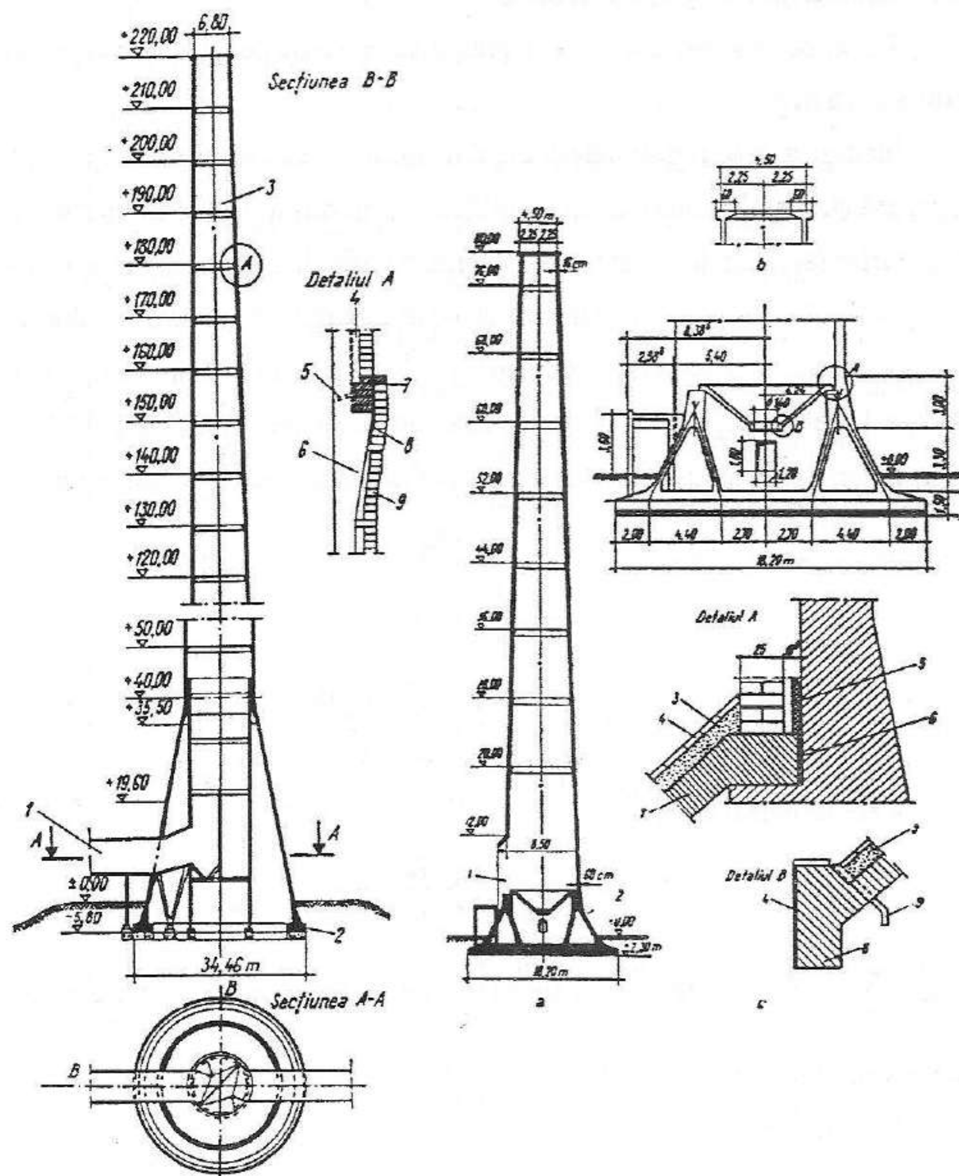


Fig. 15.6. Secţiuni.

Pentru cazuri practice pot fi considerate următoarele valori:

λ_b = 1,74 W/mK;

λ_i = 0,75 W/mK pentru zidăria obișnuită;

λ_i = 0,95 W/mK, pentru zidăria antiacidă;

λ_i = 0,80 W/mK pentru zidăria de cărămidă refractară cu conținut slab de alumină;

λ_i = 0,90 W/mK pentru zidăria de cărămidă refractară.

Coeficientul de transmisie se calculează astfel:

$$\alpha_i = \alpha_{ic} + \alpha_{ir}$$

unde: α_{ic}, α_{ir} sunt prezentate ca valori rezultate din grafice, în funcție de temperatură, viteza gazului și diametrul interior al stratului de protecție; α_e = 18 W/m^{2}K – valoarea medie.

Secțiunile verticale ale pereților coșurilor de fum sunt solicitate la încălzirea neuniformă Δt.

Calculul la acțiunea variației de temperatură se face utilizând un element cu lungime unitară (fig. 15.7).

Fig. 15.7. Solicitarea în secțiuni verticale.

Pentru elementul în stare deformată:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{m_{\theta,t}}{B_a}$$

Pe de altă parte, între raza de curbură a axei deformate și momentul de încovoiere din variațiile de temperatură $m_{\theta,y}$ există relația:

$$m_{\theta,t} = \frac{1}{\rho} B_a = \frac{\alpha_t \Delta t_{lim}}{h} \cdot B_a$$

în care: $\alpha_t = 10^{-5}$ este coeficientul de dilatare termică; $\Delta t_{lim} = k_t \cdot \Delta t$ – diferența limită de temperatură, egală cu diferența reală de temperatură majorată cu un coeficient k_t ($k_t = 1{,}25$, după Murasov); h – grosimea peretelui de beton armat; B_a – rigiditatea secțiunii pentru zona întinsă, a cărei valoare se calculează astfel:

$$B_a = E_{am} \cdot W_a (h - x),$$

unde: W_a este modulul de rezistență al secțiunii pentru zona întinsă, egal cu momentul forțelor interioare în raport cu o axă ce trece prin centrul de greutate al zonei comprimate; $E_{am} = \frac{E_a}{\psi}$, modulul mediu de elasticitate al armăturii întinse; $\Psi \leq 1$, coeficient ce are în vedere aportul betonului întins dintre fisuri la preluarea eforturilor și care depinde de clasa betonului, de procentul de armare și de mărimea efortului unitar. Pentru temperaturi ridicate, $\Psi = 1$.

Acțiuni considerate în calcul:

– încărcări gravitaționale – conform STAS 10101/78;

– încărcări din vânt – conform STAS 10101/20-90, ca sumă dintre componenta statică și componenta fluctuantă;

– încărcări date de acțiunea seismică P100/92:

$$0{,}35 < \psi \leq 0{,}6$$

$$\psi = 0{,}35 + 0{,}0025\,[H\text{-}50] \leq 0{,}6$$

– acţiunea diferenţei de temperatură între interior şi exterior. Temperatura aerului exterior este dată de standarde, iar temperatura aerului interior este dată prin tema tehnologică.

În calculul static se fac următoarele verificări:

1. Verificarea la starea limită de rezistenţă;
2. Verificarea la deschiderea fisurilor;
3. Verificarea la starea limită de deformaţie.

Săgeata la vârf este $\leq \dfrac{H}{250}$.

Săgeata din acţiunea vântului este:

$$\Delta = 0,6\frac{\Delta S}{\psi} \text{ când } T > 3 \text{ s}, \quad \Delta = \frac{\Delta S}{\psi} \text{ când } T < 3 \text{ s}$$

unde: ΔS este deplasarea produsă de încărcări seismice, considerând $\alpha = 1$.

Coeficientul de ductilitate este:

$$N = \frac{N}{\pi \cdot d \cdot D \cdot R_c^{'}} \leq 0,35$$

$$R_c^{'} = 0,8 \cdot R_c$$

Calculul coşurilor de fum este deosebit faţă de al altor sisteme constructive, prin faptul că acestea:

– au înălţimea mare şi secţiune transversală redusă;

– sunt exploatate la temperaturi ridicate (100...800°C).

În afara eforturilor datorate temperaturii, coşurile de fum sunt solicitate la forţe orizontale date de vânt, forţe verticale produse de greutatea proprie şi a zidăriei de protecţie.

Calculul se efectuează atât la sarcini statice cât şi la oscilaţiile produse de acţiunea dinamică a vântului şi cutremurului. În acest sens, dimensiunile coşului de fum se aleg astfel încât să fie înlăturat fenomenul de rezonanţă.

Rezistența limită a betonului este influențată de variația de temperatură, și anume:

$$R_{pr}^{conv} = m_b \cdot R_{pr} \cdot \gamma_b$$

unde: $m_b = 0{,}85$ (coeficientul condițiilor de lucru); $\gamma_b = 0{,}75$ pentru $t \leq 125°C$; $\gamma_b = 0{,}50$ pentru $125°C < t < 200°C$.

Rezistența limită de întindere a armăturii se calculează astfel:

$$R_a^{conv} = m_a\, R_a\, \gamma_a$$

unde: $m_a = 0{,}7\text{-}0{,}85$ (pentru secțiuni orizontale și 0,85 pentru secțiuni verticale); $\gamma_a = 1$ pentru $t = 100°C$; $\gamma_a = 0{,}85$ pentru $t = 200°C$.

Modulul de elasticitate al betonului este:

$$E_{bt} = \beta \cdot E_b$$

unde:

$$\beta = 0{,}85,\ \text{pentru}\ t = 100°C;$$

$$\beta = 0{,}65,\ \text{pentru}\ t = 200°C.$$

Modulul de elasto-plasticitate în condițiile exploatării betonului la temperaturi înalte rezultă:

$$E_{bt} = (1 - \lambda)\, E_{bt} = (1 - 0{,}6)E_{bt} = 0{,}33\ \beta E_b$$

Modulul de elasticitate al armăturii supuse la acțiunea temperaturilor înalte este dat de relația:

$$E_{at} = \beta_a \cdot E_a$$

în care: $\beta_a = 1$ pentru $t = 100°C$; $\beta_a = 0{,}95$ pentru $t = 200°C$.

Calculul coșurilor de fum se efectuează pe tronsoane de 5-10 m înălțime. Pentru fiecare tronson se calculează secțiunea orizontală și longitudinală cea mai solicitată.

În calculul static se ține seama de greutatea proprie a coșului, de vânt și de cutremur.

În calculul static trebuie studiate următoarele:

– caracteristicile de rezistență ale materialelor;

– determinarea eforturilor;

– stabilitatea la răsturnare;

– calculul fundaţiei.

15.4. Fundaţia coşului de fum

Fundaţia, de regulă, este de tip radier şi, în cazuri speciale, se poate realiza o fundaţie pe piloţi. Adâncimea fundaţiei este mare, fiind determinată de dimensiunile canalului de fum.

Placa radierului este scoasă în consolă faţă de coşul de fum şi, în multe situaţii, pentru a nu depăşi o grosime medie, se utilizează rigidizările locale (nervuri). Placa radierului se armează cu armătură dublă dispusă radial şi inelar.

Calculul fundaţiei unui coş de fum se face cu ajutorul relaţiei:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Odată dimensiunile plăcii de fundare stabilite, grosimea şi armarea ei se fac considerând că placa este în consolă, rezemată concentric pe conturul pereţilor coşului şi acţionând de jos în sus cu o sarcină uniform distribuită având ca valoare pe cea de la mijlocul plăcii în consolă.

În calculul plăcii de fundare trebuie considerată prevederea:

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} \leq 3$$

Coeficientul de siguranţă la răsturnare k trebuie să fie mai mare decât 1,5:

$$k = \frac{M_{stabilitate}}{M_{răsturnare}} = \frac{P \cdot d/2}{M_r} \geq 1,5$$

Coşurile de fum sunt construcţii cu centrul de greutate amplasat sus, faţă de nivelul tălpii de fundaţie. Tasarea neuniformă a terenului, respectiv a

fundației, aduce sporuri suplimentare importante de încărcare pe teren și poate conduce chiar la pierderea stabilității.

Fundațiile coșurilor de fum se fac în mod obișnuit mai adânci decât fundațiile celorlalte construcții industriale.

La coșurile foarte înalte se prevăd plăci de fundare cu nervuri. Plăcile pot avea o grosime de 30-100 cm, iar nervurile pot fi cu înălțime de până la 5-7 m, și chiar mai mult.

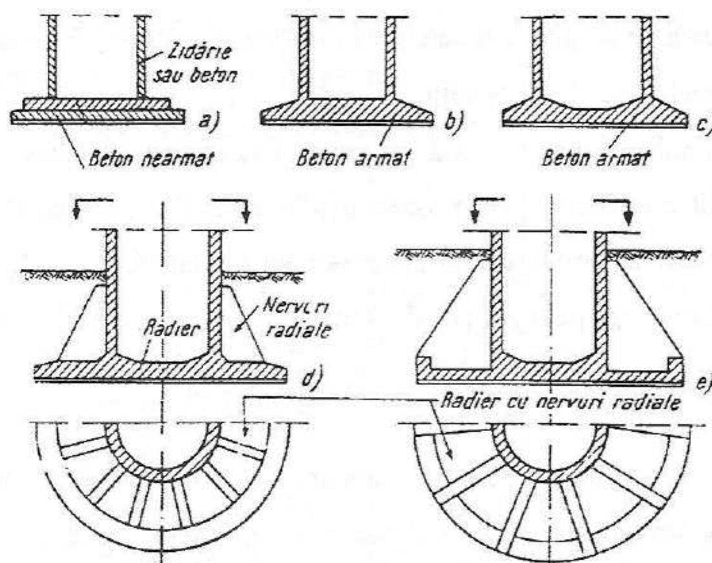


Fig. 15.8. Tipuri de fundații de coșuri.

Nervurile trebuie bine legate la partea superioară cu un inel armat, în grosimea coșului, și care este supus la compresiune.

Materiale utilizate. Clasa minimă de beton este C15/18, armat cu PC_{60}, PC_{52}, OB_{37}. Pentru fundația coșului, dacă $H > 100$ m, nu se admite fundarea de suprafață.

Condiția de rezistență este:

$$\sigma_{at} \leq R_a$$

unde: R_a este rezistența de calcul a armăturii.

Tabelul 15.1

Valorile modulului de elasticitate al betonului la diferite temperaturi

t_i	20°C	100°C	200°C	300°C
E_{bt}	$1{,}0E_b$	$0{,}85E_b$	$0{,}65E_b$	$0{,}65E_b$

Atunci când $R_a > 20\Delta t_{lim}$, condiția de rezistență este satisfăcută și armătura inelară se dispune constructiv.

Secțiunile orizontale sunt solicitate la eforturi axiale de compresiune N din încărcările verticale, la momente încovoietoare M și la forțe tăietoare T din acțiunea vântului (a cutremurului și a excentricităților accidentale), la momente încovoietoare m_t din diferența de temperatură Δt, la momente încovoietoare m_c din console inelare și la momente încovoietoare m_x datorate perturbării stării de membrană în zona de legătură cu fundația. În metoda stărilor limită, calculul secțiunilor inelare pline sau cu goluri se efectuează ținând seama de acțiunea simultană a lui N și M.

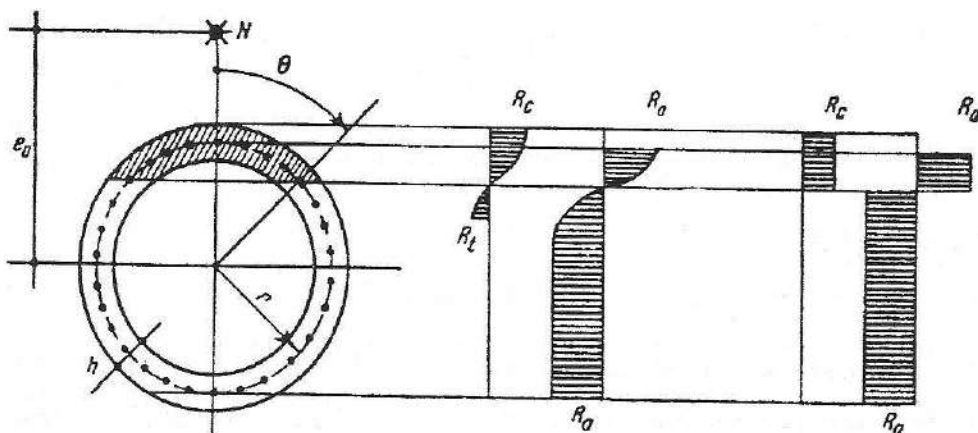


Fig. 15.9. Acțiunea lui M și N în secțiuni orizontale.

În cazul secțiunii inelare pline, datorită simetriei centrale orice solicitare de compresiune excentrică este dreaptă. În stadiul limită al capacității portante,

presupunând plasticizarea totală a secțiunii (fig. 15.6), se obțin următoarele ecuații de echilibru:

$$N = \frac{20}{400} 2\pi rhR_c + \frac{20}{400} 2\pi rh\frac{\mu}{100} R_a - \left(1 - \frac{20}{400}\right) 2\pi rh\frac{\mu}{100} R_a,$$

$$M = \left(\frac{20}{400} 2\pi rhR_c + \frac{40}{400} 2\pi rh\frac{\mu}{100} R_a\right)\frac{200r\sin\theta}{\pi\theta}$$

în care: r și h sunt elementele geometrice din figura 15.9; R_c, R_a – rezistențele de calcul ale betonului și armăturii; θ – unghiul poziției axei neutre, exprimat în grade centezimale (pentru facilitarea folosirii calculatoarelor); μ – coeficientul de armare al secțiunii.

Diferența de temperatură produce compresiuni la fața interioară și întinderi la fața exterioară. Efortul unitar din armătură σ_{at} se determină ca în cazul secțiunilor verticale, cu relația:

$$\sigma_{at} = \frac{\alpha_t . E_a}{1,1}(1-\zeta)\Delta t_{lim}$$

în care:

$$\xi = \frac{-\alpha}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^2}{4} + \alpha}$$

$\alpha = n' \dfrac{\Delta a}{b \cdot h_o}$ este coeficientul relativ de armare,

iar pentru beton:

$$\sigma_{bt} = 0,3\alpha_t \cdot \xi . E_{bt} \cdot \Delta t_{lim.}$$

Principii de bază în calculul coșurilor. Coșurile de fum sunt construcții foarte înalte și cu dimensiuni transversale reduse. Din acest punct de vedere, sunt construcții pentru care asigurarea rezistenței și stabilității este adesea greu de realizat.

Ele au poziții în plan obligate de specificul industriilor și exploatărilor pentru care se execută, astfel că adesea trebuie amplasate în regiuni în care

pământul are o rezistenţă redusă şi trebuie să se recurgă la fundaţii grele, radiere, piloţi etc.

În afară de cele amintite, coşurile de fum funcţionează la temperaturi ridicate, care provoacă solicitări importante în beton şi armătură şi adesea, fisurare puternică betonului. Eforturile obţinute prin calculul static şi cele obţinute prin calculul termic trebuie însumate, iar valorile rezultante nu trebuie să ducă la depăşirea coeficientului de siguranţă necesar lucrării.

În calculul termic trebuie studiate mai multe probleme distincte, şi anume:

– transmiterea căldurii prin pereţii coşului şi stabilirea temperaturii într-un punct oarecare al peretelui;

– calculul eforturilor orizontale din pereţi, provenite din încălzirea coşului;

– calculul eforturilor verticale din pereţi, provenite din încălzirea coşului.

În calculul termic al coşurilor se fac în mod curent oarecare ipoteze simplificatoare, admise aproape în mod general de standardele de calcul. Printre acestea se poate cita aceea ce prevede a se considera uneori temperatura exterioară a aerului cu valoarea $t = 0^{\circ}C$, precum şi admiterea pentru coeficienţii de conductibilitate termică a zidăriei şi betonului a unor valori medii acoperitoare.

În calculul static se ţine seama de greutatea proprie a coşului, de vânt şi de cutremur.

Dată fiind natura construcţiei, se va ţine seama în calcul atât de rezistenţa cât şi de stabilitatea coşului, care, la construcţii înalte şi înguste, sunt adesea dificil de asigurat.

Sarcini şi ipoteze de încărcare în calculul static. În calculul static vor trebui să se dezvolte:

– caracteristicile de rezistenţă ale materialelor utilizate;

– determinarea sarcinilor: greutate proprie, vânt, cutremur;

– determinarea eforturilor pentru diferite ipoteze de încărcare;

– verificarea rezistenței în diferite puncte;

– verificarea stabilității la răsturnare;

– calculul fundației.

Verificarea rezistenței și stabilității se face în următoarele ipoteze de încărcare:

– acțiuni permanente;

– acțiuni fundamentale;

– acțiuni permanente plus influența temperaturii, 50% vânt și acțiunea seismică.

15.5. Lucrări anexe coșurilor de fum

Instalații anexe. Acestea sunt scări de acces, centuri de siguranță și balcoane de vizitare (fig. 15.10).

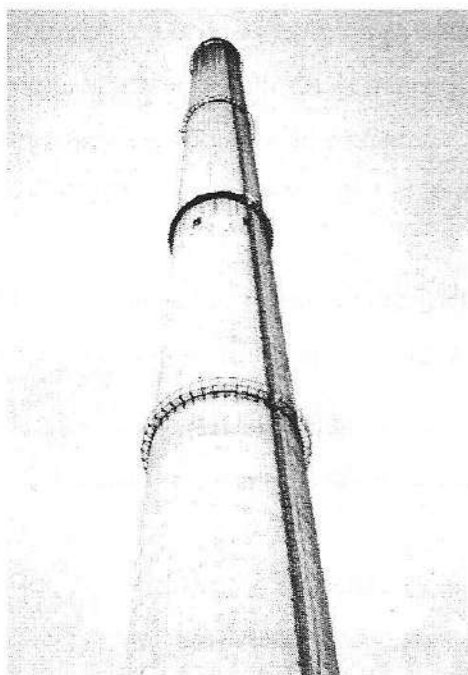


Fig. 15.10. Pasarele de acces.

Pentru inspectarea şi întreţinerea coşurilor, pe peretele lor se montează scări care permit accesul până la vârf. Distanţa dintre trepte este de 30-40 cm şi este constantă. La 4-5 trepte, se prevăd inele de siguranţă distanţate la 1,6 m între ele. Inelele de siguranţă se fac din oţel rotund ∅ 18-20 mm sau din platbande.

Paratrăsnetele reprezintă un alt accesoriu al coşurilor.

Coşurile de fum sunt prevăzute cu instalaţii de semnalizare şi cu aparate de măsură.

15.6. Zidăria interioară a coşurilor de fum

Coşurile din beton armat se căptuşesc la interior cu zidărie refractară în grosime de 12,5 cm. La coşurile de fum foarte înalte sau când temperaturile sunt foarte ridicate, căptuşeala interioară are 25 cm şi este amplasată la distanţă de peretele din beton armat al coşului.

Zidăria este amplasată pe console dezvoltate din peretele de beton armat.

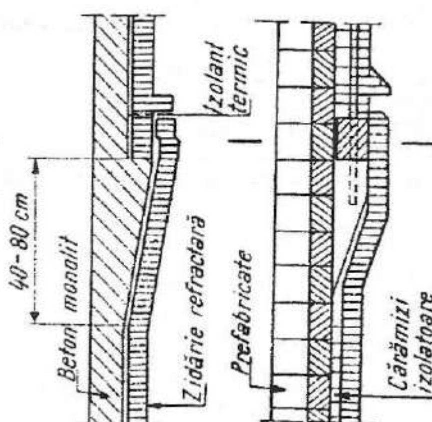


Fig. 15.11. Console pentru susţinerea zidăriei.

Oricare ar fi modul de înzidire al coşului, în vederea izolării termice, este neapărat necesar ca să asigure posibilitatea de dilatare şi de mişcare la variaţii de temperatură.

16.

TURNURI DE RĂCIRE

16.1. Generalități

Turnurile de răcire sunt construcții caracteristice proceselor industriale pentru răcirea apei în circuit închis.

Ele sunt dimensionate în funcție de debitul de apă recirculată care urmează a fi răcită și de temperatura ei.

Turnurile de răcire sunt construcții izolate, care au înălțime mare comparativ cu a construcțiilor învecinate, motiv pentru care se recomandă alegerea unor forme arhitecturale plăcute (s-a utilizat forma de hiperboloid de revoluție).

Cheltuielile de exploatare sunt mai ridicate, fiind datorate consumului de energie și personalului de întreținere.

Turnurile de răcire cu tiraj forțat, față de cele cu tiraj natural, pot asigura o răcire stabilă a apei prin reglarea turației ventilatoarelor și coboară temperatura apei mai aproape de limita teoretică de răcire.

Astfel, la turnurile cu tiraj forțat, diferența dintre temperatura apei răcite și temperatura aerului după termometrul umed nu scade sub 4...5°C; la turnurile cu tiraj natural, aceste diferențe sunt cu 3...5°C mai mari.

Principalele părți componente ale turnurilor cu tiraj natural sunt:

– instalația de distribuție primară a apei calde;

– instalația de distribuție secundară sau de irigare, prin care se asigură schimbul de căldură și de masă între apă și aer;

– bazinul de apă răcită;

– coşul de tiraj.

Componentele funcţionale principale ale turnurilor cu tiraj forţat sunt:

– ventilatoarele;

– instalaţia de distribuţie primară a apei calde;

– instalaţia de irigare;

– bazinul de apă răcită;

– mantaua turnului.

16.2. Alcătuirea turnurilor de răcire cu tiraj natural

Bazinul de apă. Bazinul de apă este rezervorul în care se înmagazinează apa după ce a trecut prin instalaţia de răcire.

Din bazin, apa răcită este recirculată prin conducte. Bazinul are forma circulară sau poligonală. Dimensiunile sunt stabilite în funcţie de suprafaţa de colectare a apei, care depinde de modul în care este dezvoltată instalaţia de răcire.

Bazinele de apă se execută îngropate pe toată înălţimea sau parţial. Ele se realizează cu pereţi despărţitori care asigură funcţionarea independentă numai a unei părţi din turnul de răcire.

Bazinele turnurilor sunt construcţii în care, în timpul exploatării, apar eforturi importante produse de variaţii mari de temperatură. O soluţie avantajoasă se obţine atunci când terenul este foarte bun de fundare, fapt pentru care se recomandă folosirea inelului de susţinere al coşului turnului drept perete lateral al rezervorului.

Scheletul de susţinere al coşului. Coşul de fum reazemă pe inelul de fundaţie prin intermediul unui schelet în care sunt prevăzute goluri pentru

admisia aerului în turn. Deasupra golurilor de admisie a aerului se execută inelul superior al scheletului de susținere, care, totodată, adăpostește și instalația de răcire a apei.

Coșul turnului. Se execută din beton armat, monolit sau prefabricat (fâșii asamblate prin precomprimare).

Coșul se realizează: cilindric, tronconic sau hiperboloid de revoluție.

Coșul cilindric are avantajul că poate fi realizat în cofraje glisante. Dezavantajul care apare la turnurile cu coș cilindric este legat de necesitatea evazării zonei inferioare a turnului. La primele coșuri, secțiunea turnului care adăpostește instalația de răcire s-a executat sub forma unei cupole sferice. Cupola la partea inferioară este prevăzută cu un inel puternic, dimensionat la întindere. La partea superioară, cupola este prevăzută cu un inel solicitat la compresiune.

Coșurile de formă hiperboloid de revoluție sunt deosebit de avantajoase.

Coșuri prefabricate se execută din panouri mari sau din rețele de grinzi care reazemă pe panouri prefabricate.

Prefabricatele se realizează sub formă de clavouri:

– panouri prefabricate romboedrice sau triunghiulare;

– panouri mari, cu nervuri.

Instalațiile industriale și, în mod special, centralele termoelectrice necesită răcirea motoarelor în funcțiune cu cantități considerabile de apă. Fenomenul de răcire a apei se bazează pe schimbul de căldură ce se produce între apa ce trebuie răcită și aerul ambiant cu care ea vine în contact. Posibilitățile de a aduce apa în contact direct cu aerul în instalațiile de răcire sunt:

– se trece apa sub formă de picături printr-un circuit de aer;

– apa se injectează prin duze, sub formă de picături fine;

– se trece aerul prin apă.

Clasificarea instalațiilor de răcire a apei se face din mai multe puncte de vedere:

a. Din punct de vedere al sistemului de răcire admis:
- sisteme de răcire cu circuit deschis (iazuri de răcire sau bazine artificiale);
- sisteme de răcire în circuit închis (bazine de stropire);
- sisteme de răcire descoperite;
- turnuri de răcire.

b. Din punct de vedere al tirajului:
- sisteme cu tiraj natural;
- sisteme cu tiraj forțat;
- sisteme cu tiraj mixt.

c. După materialul din care este realizat scheletul de rezistență al turnului:
- din lemn;
- din beton armat;
- din beton precomprimat.

Turnuri de răcire de formă hiperboloid de revoluție. Schema de funcționare a turnului de răcire cu tiraj natural și forțat se prezintă în figura 16.1.

Turnurile de răcire cu tiraj natural sunt voluminoase, dar funcționează fără consum de energie. Această soluție se recomandă industriilor mari consumatoare de apă.

Turnurile sunt formate de obicei din plăci curbe subțiri de rotație, rigidizate prin centuri la marginile superioară și inferioară. Cele mai frecvente sunt turnurile hiperbolice (înălțimea maximă, 152 m – Trojan Nuclear, Oregon, S.U.A.). Se execută și turnuri alcătuite din două trunchiuri de con legate la bazele mici printr-o suprafață de trecere, sau turnuri formate de o suprafață tronconică continuată cu una hiperbolică. Turnurile mai puțin înalte sunt de formă cilindrică. La stabilirea grosimii plăcilor curbe trebuie să se

ţină seama de modul de execuţie a acestora. Este raţional ca execuţia să se realizeze cu ajutorul cofrajelor glisante sau căţărătoare.

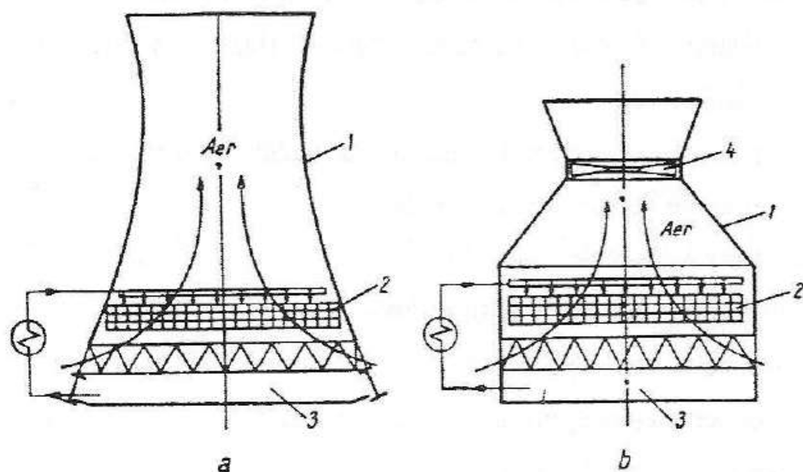


Fig. 16.1. Schema de funcţionare a turnurilor de răcire:
a – cu tiraj natural; *b* – cu tiraj forţat; *1*– turn; *2*– instalaţie de răcire; *3* – bazin de colectare a apei răcite; *4* – ventilator.

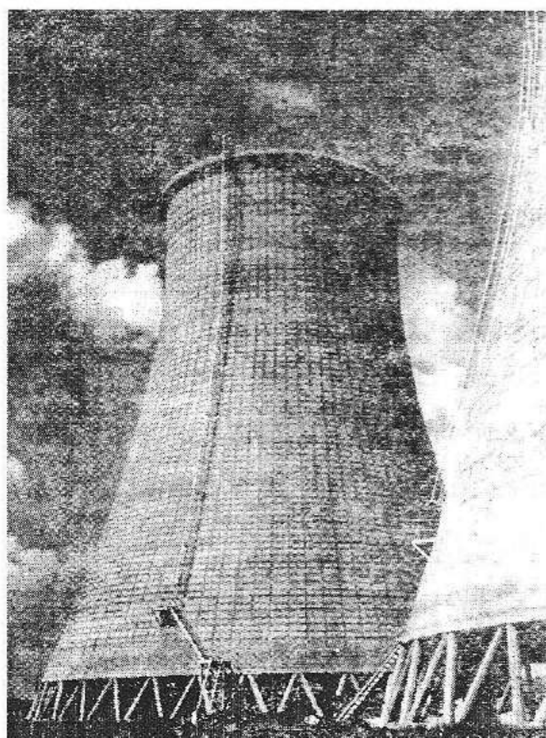


Fig. 16.2. Turn de răcire cu tiraj natural (h = 55 m).

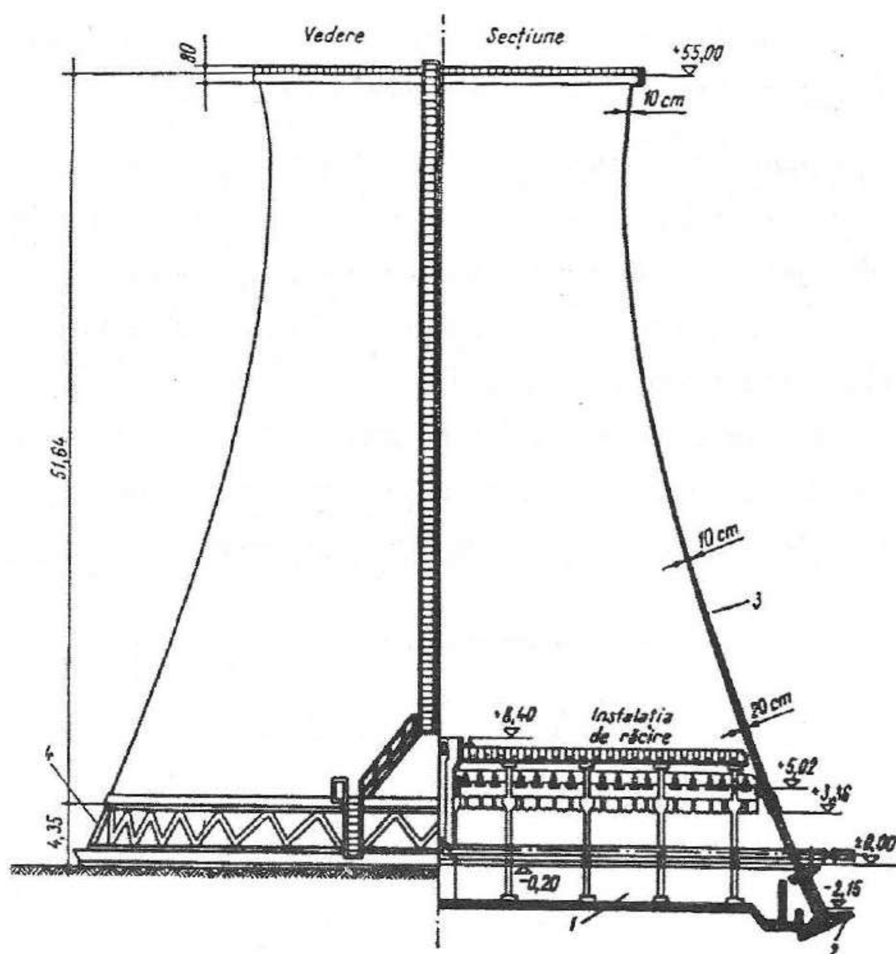


Fig. 16.3. Turn de răcire hiperbolic:
1 – bazin de colectare a apei răcite; *2* – fundație; *3* – peretele turnului; *4* – stâlp.

16.3. Calculul turnurilor de răcire

Principalele acțiuni la care sunt supuse turnurile de răcire sunt: greutatea proprie, acțiunea vântului, variațiile de temperatură și acțiunea cutremurelor. O parte dintre acestea sunt axial simetrice (greutatea proprie, variațiile de temperatură datorate funcționării turnului), celelalte fiind nesimetrice (acțiunea vântului, variațiile de temperatură datorate insolației, acțiunea cutremurelor).

Calculul static al turnurilor hiperbolice. Se ține seama de acțiunea încărcărilor axial simetrice și a încărcărilor nesimetrice.

Acțiunea încărcărilor axial simetrice. Greutatea proprie a turnului propriu-zis se compune din greutatea proprie a plăcii curbe subțiri și din greutatea proprie a inelelor de rigidizare, superior, respectiv inferior.

Prezența inelelor de rigidizare duce la perturbarea stării de membrană în placa curbă, rezemarea ei fiind static nedeterinată. Inelul superior fiind puțin rigid, placa subțire se consideră articulată la nivelul lui; marginea inferioară a turnului, rezemând de obicei pe un inel puternic susținut de stâlpi rigizi, poate fi considerată încastrată la acest nivel.

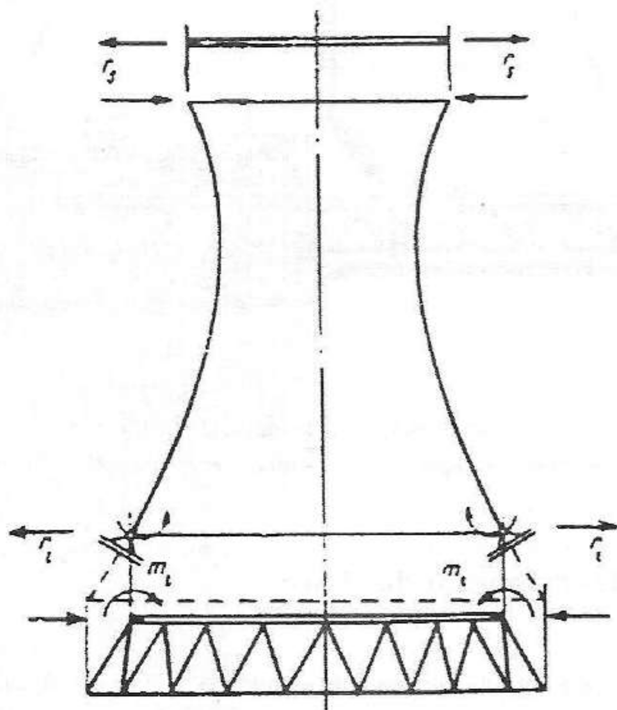


Fig. 16.4. Sistemul static de bază.

Calculul turnului se face ca și în cazul rezervorului cilindric, cu metoda eforturilor, numărul necunoscutelor fiind mic. Sistemul de bază se obținute

prin separarea plăcii curbe subțiri de inelele marginale, necunoscutele fiind r_s, r_i și m_s, uniform distribuite pe conturul marginilor. Mărimile lor rezultă din condițiile de continuitate a deformațiilor. Suprapunând eforturilor stării de membrană (sistemul de bază) eforturile produse de r și m, rezultă eforturile reale finale.

Calculul eforturilor din greutatea proprie în starea de membrană. În cazul unei plăci curbe subțiri de rotație, încărcată axial simetric, din ecuațiile de echilibru, rezultă:

$$n_{\varphi 0} = -\frac{1}{r_0 \sin\varphi}\int_{\varphi s}^{\varphi} r_0 r_1 (Y\sin\varphi + Z\cos\varphi)\mathrm{d}\varphi$$

sau:

$$n_{\varphi 0} = \frac{Q_\varphi}{2\pi r_0 \sin\varphi} \quad \text{și} \quad n_{\theta_0} = -r_2 z - \frac{r_2}{r_1} n_{\varphi 0}$$

unde Q_φ este suma încărcărilor deasupra nivelului la care se calculează eforturile.

La hiperboloidul de rotație, r_0, r_1, r_2 și φ se determină din următoarele relații:

$$r_0 = a\sqrt{1+\left(\frac{z}{b}\right)^2},$$

în care b, semiaxa imaginară a hiperbolei meridiane, rezultă din condiția $r_0 = r_{0i}$ pentru $z = z_i$:

$$b = \frac{z_i}{\sqrt{\frac{r_{0i}^2}{a^2} - 1}};$$

$$r_1 = \frac{z^3}{b^2 \mathrm{tg}^2 \cos^3\varphi} = \frac{z^3 a^2}{b^4 \cos^3\varphi}; \quad r_2 = \frac{r_0}{\sin\varphi};$$

$$\mathrm{tg}\,\varphi = \frac{b}{a}\frac{r_0}{\sqrt{r_0^2 - a^2}} = \frac{r_0}{z}\mathrm{tg}^2\alpha.$$

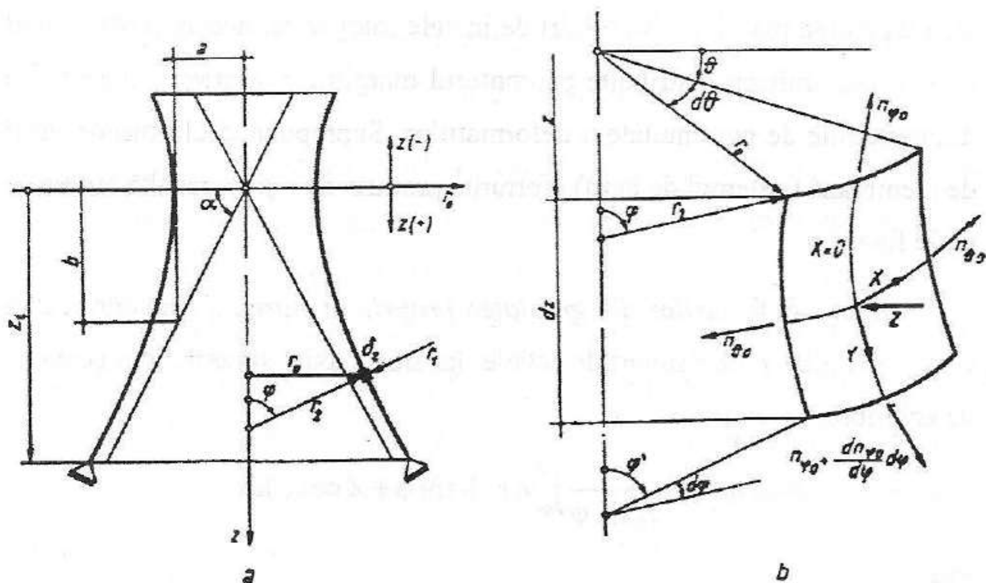


Fig. 16.5. Geometria turnurilor (*a*) şi eforturile în starea de membrană (*b*).

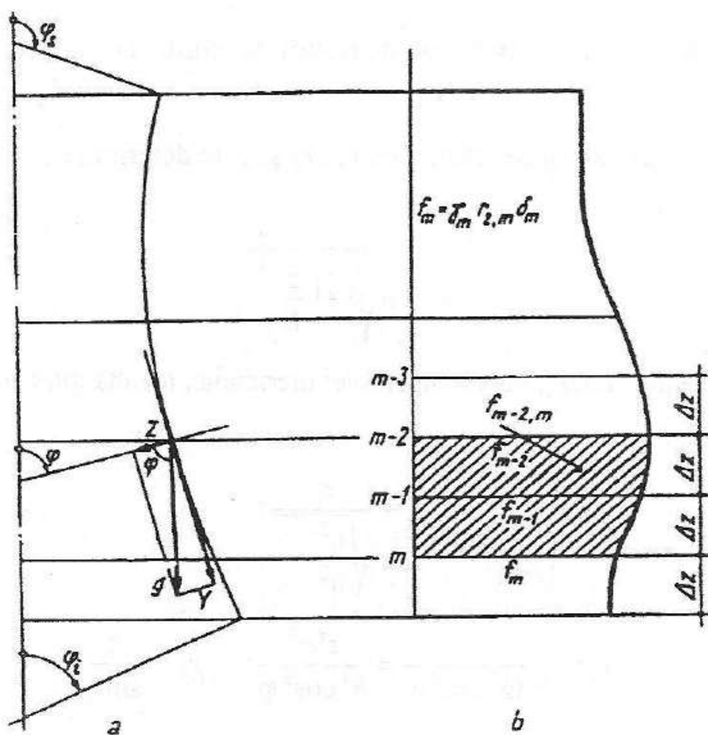


Fig. 16.6. Încărcarea din greutatea proprie a plăcii curbe.

Particularizând relațiile de mai sus se obține pentru greutatea proprie a plăcii curbe subțiri:

$$g = g(\varphi) = \gamma_z \delta_z; \quad Z = g\cos\varphi; \quad Y = g\sin\varphi,$$

în care Z are semnul lui z.

Prin urmare, relațiile devin:

$$n_{\varphi 0} = -\frac{1}{r_0 \sin\varphi}\int_{\varphi s}^{\varphi} r_0 r_1 g(\varphi)\mathrm{d}\varphi = -\frac{1}{r_0 \sin\varphi} I_\varphi$$

$$n_{\varphi 0} = -r_2 g(\varphi)\cos\varphi - \frac{r_2}{r_1}\, n_{\varphi 0}$$

Dacă grosimea plăcii subțiri δ_z este variabilă, valoarea integralei I_φ se determină pe cale numerică, aplicând regula lui Simpson. Fiind mai ușor să se precizeze intervale Δz egale decât intervale $\Delta\varphi$ egale, se face o schimbare de variabilă. Folosind relațiile:

$$r_o = r_2 \sin\varphi;$$

$$r_1 \mathrm{d}\varphi = \mathrm{d}z/\sin\varphi,$$

expresia de sub semnul integralei devine:

$$f(\varphi)\,\mathrm{d}\varphi = r_0 r_1 g(\varphi)\,\mathrm{d}\varphi = r_o r_1 \gamma_z \delta_z \mathrm{d}\varphi = r_2 \gamma_z \delta_z \mathrm{d}_z$$

$$I_\varphi = \int_{z_s}^{z} r_2 \gamma_z \delta_z \mathrm{d}_z = \int_{z_s}^{z} f(z)\mathrm{d}_z$$

unde:

$$f(z) = r_2 \gamma_z \delta_z$$

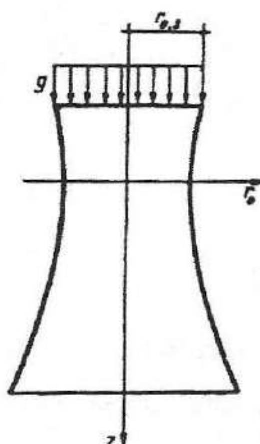


Fig. 16.7. Încărcarea din greutatea proprie a plăcii curbe.

De obicei, intervalul de integrare se împarte într-un număr par de segmente Δz.

Pentru determinarea eforturilor din greutate proprie ale inelului de rigidizare superior, se particularizează relațiile de calcul $n_{\varphi 0}$, considerând :

$$Q_\varphi = 2\pi . r_{os}\, g,$$

componenta z fiind egală cu zero.

Eforturile datorate acțiunilor marginale r și m se determină analizând comportarea plăcii subțiri în stadiul de încovoiere a membranei.

Pentru hiperboloidul parabolic, motivat de faptul că ecuațiile teoriei de încovoiere nu pot fi integrate, suprafața reală se înlocuiește cu o porțiune marginală îngustă, cu o suprafață tangentă pentru care soluția este cunoscută.

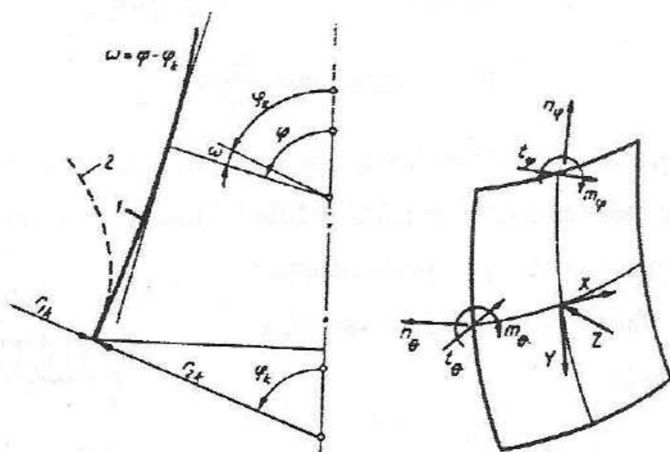


Fig. 16.8. Eforturi în starea de încovoiere:
1 – hiperboloid de rotație; *2* – tor.

Alegând drept necunoscute rotirea tangentei x și funcția $U - r_2t_\varphi$, precum și celelalte mărimi statice și geometrice, rezultă ecuația:

$$\frac{\mathrm{d}^4U}{\mathrm{d}\varphi^4} + 4\varphi^4U = 0,$$

în care:

$$\beta = \sqrt[4]{3(1-\mu^2)\sqrt{\frac{r_1^2k}{r_2k\delta}}},$$

r_{1k}, r_{2k} fiind razele de curbură la marginea considerată.

Prin integrarea ecuației de mai sus se obțin U=$U(\varphi)$ și t_φ precum și celelalte mărimi statice și geometrice.

Atunci când marginile sunt încastrate perfect ($k = i$), rezultatele sunt:

$$n_{\varphi p} = -\frac{A}{\beta}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\text{ctg}\varphi e^{-\beta\varphi}\cos\beta\varphi = -\frac{A}{\beta}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\eta_4\text{ctg}\varphi;$$

$$n_{\theta p} = -Ae^{-\beta\varphi}(\cos\beta\omega + \sin\beta\omega) = -A\eta_3;$$

$$m_{\theta p} = \frac{A}{2\beta^2}\frac{r_{1k}}{r_{2k}} - e^{-\beta\varphi s}(\cos\beta\omega - \sin\beta\omega) = -\frac{A_{\eta k}}{2\beta^2}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\eta_4;$$

$$m_{\varphi p} = -\frac{A}{2\beta^2}\left(\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\right)^2\text{ctg}\varphi e^{-\beta\varphi}\sin\beta\omega + \mu m_{\varphi p} = -\frac{A_{\eta k}}{2\beta^2}\left(\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\right)^2\eta_2\text{ctg}\varphi + \mu m_{\varphi pi};$$

$$t_{\varphi p} = \frac{A}{\beta}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}e^{-\beta\varphi}\cos\beta\varphi = \frac{A}{\beta}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\eta_1,$$

unde: $A = n_{\theta_{0,k}} - \mu n_{\varphi_{0,k}}$; $n_{\theta_{0,k}}$, $\mu n_{\varphi_{0,k}}$ sunt eforturile de membrană la marginea k.

Atunci când marginile sunt articulate ($k = s$):

$$n_{\varphi p} = -\frac{A}{2\beta}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\text{ctg}\,\varphi e^{\beta\varphi}(\cos\beta\varphi - \sin\beta\omega) = -\frac{A}{2\beta}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\eta_4\text{ctg}\varphi;$$

$$n_{\theta p} = -Ae^{\beta\varphi}\cos\beta\omega = -A\eta_1;$$

$$m_{\varphi p} = \frac{A}{2\beta^2}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}e^{\beta\varphi s}\sin\beta\omega = -\frac{A_{\eta k}}{2\beta^2}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\eta_2;$$

$$m_{\theta p} = -\frac{A_{\varphi,k}}{4\beta^2}\left(\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\right)^2\text{ctg}\varphi e^{\beta\varphi}(\cos\beta\omega + \sin\beta\omega) = -\frac{A_{\eta k}}{4\beta^3}\left(\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\right)^2\eta_3\text{ctg}\varphi;$$

$$t_{\varphi p} = \frac{A}{2\beta}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}e^{\beta\varphi}(\cos\beta\varphi - \sin\beta\omega) = \frac{A}{2\beta}\frac{r_{1k}}{r_{2k}}\eta_4.$$

Valorile η_1, η_2, η_3 și η_4 se iau din anexa 16.2 a publicației *Construcții industriale din beton armat* – Ovidiu Mîrșu.

Dacă grosimea peretelui hiperboloidului de rotație este variabilă, se folosesc tot relațiile de mai sus, în expresia lui β introducându-se δ_k (grosimea peretelui la marginea considerată k).

Calculul eforturilor finale se face prin suprapunerea valorilor găsite. Dacă se ține seama numai de acțiunea lui r_i și m_i la marginea inferioară, se obțin diagramele finale schițate în figura 16.9.

Acțiunea diferenței de temperatură între cele două fețe ale peretelui turnului poate fi luată în considerare aproximativ, aplicând formulele stabilite pentru plăci subțiri cilindrice, respectiv tronconice.

Acțiunea încărcărilor nesimetrice. Calculul hiperboloizilor de rotație în stadiul de încovoiere la încărcări nesimetrice nu este încă elucidat, aplicându-se calculul în teoria de membrană.

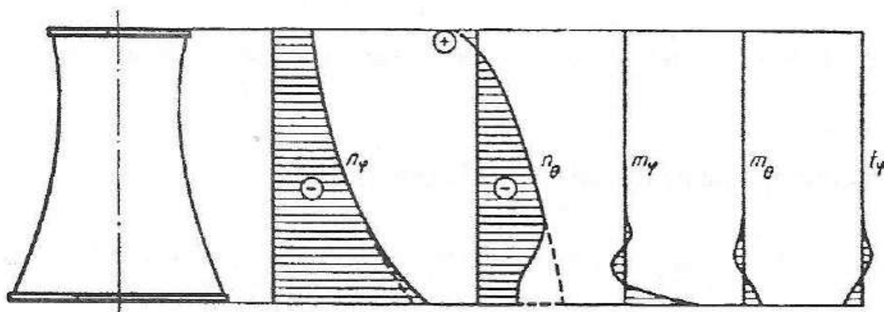


Fig. 16.9. Forma diagramelor de eforturi din greutatea proprie a unui turn.

La turnurile de răcire înalte, acțiunea vântului constituie o încărcare fundamentală.

Distribuția presiunilor și sucțiunilor se consideră ca în cazul plăcilor curbe subțiri cilindrice.

Atunci când turnurile de răcire sunt așezate în grup, încărcările trebuie determinate pe bază de studii într-un tunel aerodinamic. Pentru a fi posibil calculul la acțiunea vântului, încărcarea se consideră constantă pe înălțime, iar distribuția pe orizontală, aproximată prin polinoame trigonometrice.

Peretele turnului fiind rezemat indirect pe stâlpi, ia naștere un efect de grindă-perete. Grinda-perete este acționată de eforturile n_φ și de încărcările transmise direct marginii inferioare a plăcii curbe subțiri.

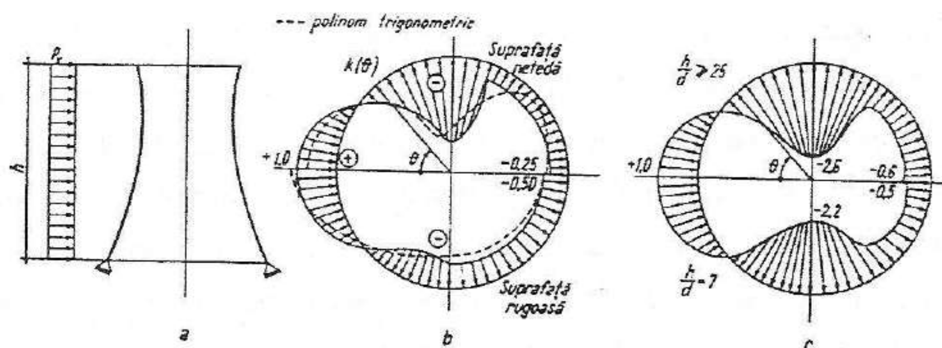


Fig. 16.10. Încărcarea din acțiunea vântului.

Calculul se face aproximativ ca pentru grinzi-pereți.

Stâlpii scheletului de susținere se consideră de obicei încastrați în placa curbă a turnului și articulați perpendicular pe aceasta. Fundația se calculează ca o grindă rezemată pe stâlpi.

Stabilitatea turnurilor hiperbolice. Creșterea zvelteței și înălțimii turnurilor de răcire pune problema verificării stabilității lor. Sub acțiunea greutății proprii, zona cea mai periclitată în ceea ce privește pierderea stabilității este treimea inferioară a turnului.

Forța critică de pierdere a stabilității unui turn hiperbolic încărcat vertical (fig. 16.11) se poate determina cu relația:

$$N_{cr} = (0{,}07\text{-}0{,}10)\ \frac{E \cdot \delta^2}{r_0}$$

pentru $0{,}1 < \frac{r_0}{r_1} < 0{,}2$

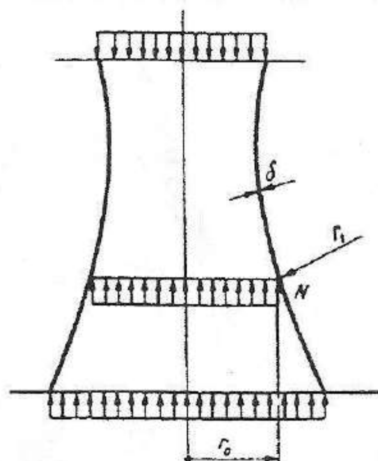


Fig. 16.11. Turn hiperbolic încărcat vertical.

La turnurile de răcire, principalele încărcări care influențează pierderea stabilității sunt: greutatea proprie, presiunea statică și dinamică a vântului și acțiunea

dinamică a cutremurelor. Celelalte acțiuni, cum sunt diferențele de temperatură, tasările diferențiate ale stâlpilor, însorirea neuniformă etc., influențează pierderea stabilității numai prin eforturile suplimentare pe care le induc.

Dacă acțiunea vântului este predominantă, zona învecinată marginii superioare este expusă pierderii stabilității, așa cum s-a constatat în cazul prăbușirii a trei turnuri de 115 m înălțime, dintr-un grup de opt turnuri de răcire la Ferrybridge (Anglia). Îngroșarea inelului de la marginea superioară a turnului are un efect favorabil asupra măririi stabilității.

16.4. Elemente constructive

Armarea turnurilor se realizează cu plase formate din bare așezate după meridiane și paralele. La partea inferioară se dispune armătura ca pentru o grindă-perete. Dacă înălțimea turnului depășește 70 m, se recomandă ca grosimea peretelui să nu fie mai mică de 14 cm, iar armarea să se facă cu două plase, utilizându-se bare cu profil periodic.

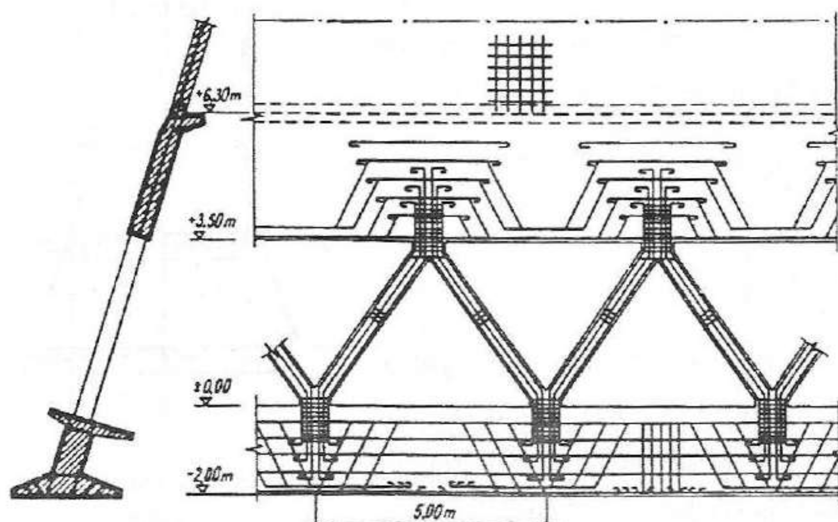


Fig. 16.12. Armarea sistemului de susținere.

Inelul de rigidizare superior fiind important pentru asigurarea stabilității, se recomandă ca momentul de inerție față de axa verticală a secțiunii sale transversale să satisfacă relația: $\frac{I}{r_{0,s}} > 0,003\ m^3$.

16.5. Turnurile de răcire din elemente prefabricate

Turnurile de răcire din beton armat monolit necesită cofraje costisitoare și se pretează mai greu industrializării, mai ales atunci când, din cauza eforturilor din acțiunea vântului și a condițiilor de stabilitate se impune nervurarea pereților. În plus, la turnurile de înălțimi mari rezultă pereți relativ groși, ce măresc consumul de beton și oțel nu numai în turn, ci și în scheletul de susținere și în fundații. Aceste considerații au dus la ideea prefabricării turnurilor de răcire.

Se pot prefabrica atât turnurile propriu-zise cât și structurile de susținere. Bazinele de colectare a apei răcite se execută de obicei monolite. Turnurile cilindrice se execută din clavouri drepte sau din prefabricate curbe. Pentru asamblarea elementelor prefabricate și pentru realizarea unor elemente prefabricate de dimensiuni mari se poate folosi precomprimarea. Astfel, bolțarii prefabricați pot fi asamblați prin precomprimare în inele, care se montează unele peste altele și se precomprimă pe verticală.

Turnurile tronconice se alcătuiesc asemănător celor cilindrice. Este avantajoasă folosirea prefabricatelor din armociment, sub forma unor segmente tronconice, așezate cu curbura spre exterior.

Turnurile hiperbolice pot fi formate dintr-o rețea triunghiulară spațială, în ochiurile rețelei așezându-se plăci triunghiulare prefabricate (fig. 16.13,*a*). Rețeaua triunghiulară constituită din generatoarele drepte ale hiperboloidului de rotație și inele poligonale orizontale se toarnă monolit sau se execută din

lamele prefabricate. Deoarece plăcile triunghiulare de închidere a rețelei nu sunt portante, consumul de materiale este ridicat. Depunerile ce se formează în colțurile ascuțite ale rețelei pot produce în timp corodarea betonului și a armăturii.

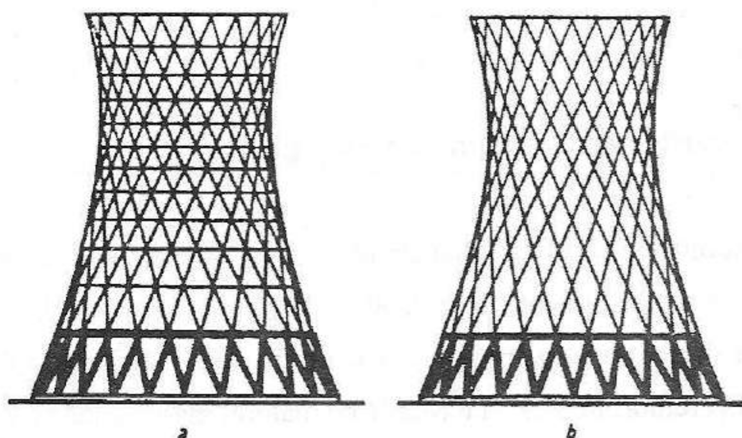


Fig. 16.13. Turnuri de răcire asamblate din elemente prefabricate.

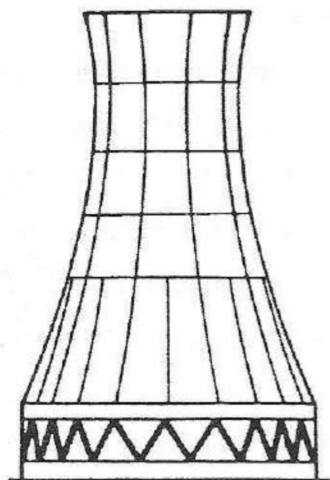


Fig. 16.14. Turn de răcire asamblat din elemente prefabricate mari.

La alcătuirea turnurilor hiperbolice pot fi folosite și plăci prefabricate romboidale, având grosimea comparabilă cu cea a pereților turnurilor monolite, fără nervuri (fig. 16.13,*b*). Lungimea mare a rosturilor îngreuiază asamblarea structurii.

Tendința rațională în prefabricarea turnurilor impune folosirea unor elemente portante, cu grosimea cât mai redusă și suprafața cât mai mare. S-au executat turnuri de răcire din prefabricate sub forma unor plăci curbe subțiri (4,5 cm grosime), nervurate pe contur, de suprafață mare (aproximativ 15 m^2), legate prin rosturi armate (fig. 16.14). Numărul elementelor fiind mic, lungimea rosturilor este redusă, montajul rapid, iar consumul de materiale, în limite economice.

16.6. Comportarea la cutremur a turnurilor de răcire

Turnurile de răcire din beton armat au avut în general o comportare bună la cutremur, neînregistrându-se avarii la structura de rezistență rigidă. Local, s-au înregistrat avarii la structura unor turnuri cu tiraj forțat realizate din beton armat monolit glisat, la rafinăria din Pitești. Totodată, s-au semnalat avarii locale la structura interioară a unor turnuri de răcire cu tiraj natural, prin căderea unor grinzi, fisurarea unor stâlpi , elemente realizate prefabricat și montate la interior. Cauza acestora poate fi considerată diferența de rigiditate între structura interioară (care a avut deplasări mari) și cea exterioară, cu rigiditate mare. Astfel de avarii s-au înregistrat la turnurile de răcire de la CET București-Sud, precum și la rafinăria din Teleajen.

În ceea ce privește stâlpii înclinați ai sistemului de susținere, ei pot fi prefabricați sub formă de elemente în V sau X.

Seria „Ingineria construcțiilor“

CONSTRUCȚII INDUSTRIALE

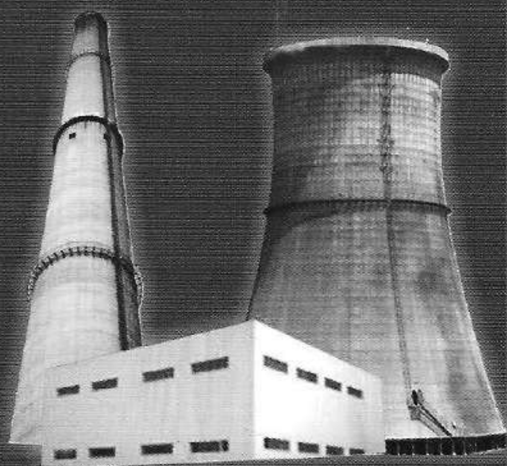
Pe cuprinsul a 16 capitole sunt prezentate aspecte privind realizarea construcțiilor industriale precum şi organizarea spațiilor şi incintelor industriale. Lucrarea cuprinde două părți.

În partea întâi sunt prezentate amplasarea construcțiilor industriale, construcții privind transportul industrial, concepția şi alcătuirea halelor industriale, aspecte privind microclimatul industrial, poduri industriale, construcții pentru estacade, magazii şi depozite, construcții pentru asigurarea condițiilor de mediu în incinte industriale, fundații de utilaje.

Partea a doua prezintă calculul şi alcătuirea construcțiilor speciale industriale: buncăre, silozuri, coşuri de fum, turnuri de răcire, construcții metalice industriale.

Lucrarea oferă un bogat conținut teoretic şi practic studenților facultăților de construcții, precum şi specialiştilor care îşi desfăşoară activitatea în proiectarea, cercetarea şi realizarea construcțiilor.

Autorul




ISBN 973-720-024-1
9789737200242